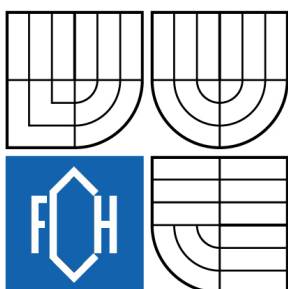




VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V BRNĚ
BRNO UNIVERSITY OF TECHNOLOGY



FAKULTA CHEMICKÁ
ÚSTAV CHEMIE MATERIÁLŮ
FACULTY OF CHEMISTRY
INSTITUTE OF MATERIALS SCIENCE

VLIV TRIAXIÁLNÍ DEFORMACE KAMENIVA NA VLASTNOSTI BETONU

THE INFLUENCE OF TRIAXIAL DEFORMATION OF AGGREGATES ON PROPERTIES OF
CONCRETE

DIPLOMOVÁ PRÁCE
MASTER'S THESIS

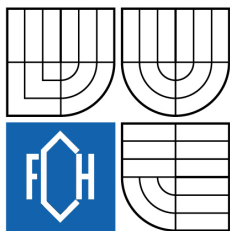
AUTOR PRÁCE
AUTHOR

Bc. TOMÁŠ FÓJCIK

VEDOUCÍ PRÁCE
SUPERVISOR

Ing. FRANTIŠEK ŠOUKAL, Ph.D.

BRNO 2009



Vysoké učení technické v Brně
Fakulta chemická
Purkyňova 464/118, 61200 Brno 12

Zadání diplomové práce

Číslo diplomové práce:	FCH-DIP0322/2008	Akademický rok: 2008/2009
Ústav:	Ústav chemie materiálů	
Student(ka):	Bc. Tomáš Fójcik	
Studijní program:	Chemie, technologie a vlastnosti materiálů (N2820)	
Studijní obor:	Chemie, technologie a vlastnosti materiálů (2808T016)	
Vedoucí diplomové práce:	Ing. František Šoukal, Ph.D.	
Konzultanti diplomové práce:	doc. Ing. Jaromír Havlica, DrSc.	

Název diplomové práce:

Vliv triaxiální deformace kameniva na vlastnosti betonu

Zadání diplomové práce:

- stanovení pevnosti kameniva
- stanovení triaxiální deformace kameniva (vliv granulometrie a tvaru kameniva)
- příprava betonových trámů s použitím testovaných kameniv a několika cementových pojiv
- vyhodnocení vlivu pevnosti kameniva a jeho triaxiální deformace na pevnost betonu
- sledování lomových ploch kameniva po triaxiální deformaci a lomových ploch betonů

Termín odevzdání diplomové práce: 22.5.2009

Diplomová práce se odevzdává ve třech exemplářích na sekretariát ústavu a v elektronické formě vedoucímu diplomové práce. Toto zadání je přílohou diplomové práce.

Bc. Tomáš Fójcik
Student(ka)

Ing. František Šoukal, Ph.D.
Vedoucí práce

prof. RNDr. Josef Jančář, CSc.
Ředitel ústavu

V Brně, dne 1.10.2008

doc. Ing. Jaromír Havlica, DrSc.
Děkan fakulty

ABSTRAKT

Tato diplomová práce se zabývá stanovením modulu pružnosti nestmeleného kameniva opakovaným zatěžováním v triaxiálním přístroji a jeho deformačním chováním – pružnou a trvalou deformací. Byla posouzena vhodnost kameniva pro jeho použití jako podložní vrstvy vozovky. Dále je pozorován vliv modulu pružnosti nestmeleného kameniva na vlastnosti betonu - pevnost v tahu za ohybu a pevnost v prostém tlaku. Nakonec byl sledován vliv jednotlivých frakcí kameniva na jejich modul pružnosti a na pevnost betonu.

ABSTRACT

This diploma thesis takes focus in determination of elastic modulus of unbound granular aggregates by repeat load triaxial test and in deformation behaviour of unbound granular aggregates - elastic and plastic deformation. Propriety of these aggregates for its usage as underlying granular materials in pavements was examined. Further, there is observed the influence of elastic modulus of unbound granular aggregates on concrete characteristics - compressive and bending strength. Finally, the influence of individual fractions of aggregates on its elastic modulus and strength of concrete was observed.

KLÍČOVÁ SLOVA

modul pružnosti, nestmelené kamenivo, triaxiální zkouška, beton, pevnost v tahu za ohybu, pevnost v prostém tlaku

KEYWORDS

Elastic modulus, unbound aggregates, repeat load triaxial test, concrete, compressive strength, bending strength

FÓJCIK, T. *Vliv triaxiální deformace kameniva na vlastnosti betonu*. Brno: Vysoké učení technické v Brně, Fakulta chemická, 2009. 73 s. Vedoucí diplomové práce Ing. František Šoukal, Ph.D.

PROHLÁŠENÍ

Prohlašuji, že jsem diplomovou práci vypracoval samostatně a že všechny použité literární zdroje jsem správně a úplně citoval. Diplomová práce je z hlediska obsahu majetkem Fakulty chemické VUT v Brně a může být využita ke komerčním účelům jen se souhlasem vedoucího diplomové práce a děkana FCH VUT.

.....
podpis studenta

PODĚKOVÁNÍ

Ing. Františku Na tomto místě bych chtěl poděkovat všem, kteří se podíleli na tvorbě této diplomové práce, především pak:

Šoukalovi Ph.D. jako vedoucímu diplomové práce, za konzultace, nápady a připomínky,

Doc. Ing. Jaromíru Havlicovi, DrSc. za konzultace a nápady při tvorbě diplomové práce,

Ing. Dušanu Stehlíkovi Ph.D. a Ing. Petru Hýzlovi, Ph.D. a celému kolektivu v laboratoři ústavu pozemních komunikací Fakulty Stavební VUT v Brně za zprostředkování měření na triaxiálním přístroji, za konzultace, nové nápady a za pomoc při řešení různých komplikací týkajících se měření diplomové práce,

Doc. Ing. Jiřímu Bydžovskému, Csc. a celému kolektivu v laboratoři ústavu technologie stavebních hmot a dílců Fakulty Stavební VUT v Brně za poskytnutí prostoru pro tvorbu betonových trámců, spolupráci při měření, konzultace a rady v průběhu výzkumu,

Ing. Jiřímu Fiedlerovi za zprostředkování diplomové práce pro firmu EUROVIA CS a.s., konzultace, připomínky a rady v průběhu měření diplomové práce,

Mgr. Lence Zachové za umožnění vypracování diplomové práce pro firmu EUROVIA CS a.s., motivaci a rady v průběhu výzkumné části,

A firmě EUROVIA CS a.s. za spolupráci při tvorbě této diplomové práce, zprostředkování materiálů a vstřícný přístup všech zaměstnanců.

OBSAH

1	ÚVOD	11
2	TEORETICKÁ ČÁST	13
2.1	Napětí a deformace ve vozovkách	13
2.2	Průměrné hlavní napětí a deviatorické napětí	14
2.3	Pevnost zemin	16
2.4	Modul pružnosti	18
2.4.1	Modely pro stanovení modulu pružnosti	19
2.5	Trvalá a pružná deformace	21
2.5.1	Rozložení deformace ve vozovkách	21
2.5.2	Vztahy pro výpočet deformace	24
2.6	Charakterizace zrnitých materiálů	25
2.6.1	Tvar kameniva	25
2.6.2	Zhutnění kameniva	25
2.6.3	Komorový tlak	26
2.6.4	Zrnitost	26
2.6.5	Obsah vlhkosti	26
2.6.6	Úroveň napětí	26
2.7	RLT (cyklická triaxiální) zkouška	27
2.7.1	Metody měření	28
2.8	Beton	29
2.9	Portlandský cement	29
2.9.1	Složení portlandského cementu	29
2.9.2	Výroba portlandského slínku	30
2.9.3	Chemické procesy v cementářské peci	30
2.9.4	Procesy při hydrataci a tvrdnutí portlandského cementu	32
2.10	Kamenivo	33
2.10.1	Rozměry a tvar kameniva	34
2.10.2	Zrnitost kameniva	34
2.10.3	Absorpce, pevnost a tvrdost	34
3	EXPERIMENTÁLNÍ ČÁST	36
3.1	Úvod	36
3.2	RLT přístroj	37

3.3	Triaxiální zkouška nestmeleného kameniva CH09	40
3.3.1	Kamenivo.....	41
3.3.2	Příprava vzorků.....	43
3.4	Vliv modulu pružnosti nestmeleného kameniva na pevnost betonu	44
3.4.1	Kamenivo.....	45
3.4.2	Příprava a zkoušení vzorků.....	45
4	VÝSLEDKY A DISKUZE	47
4.1	Stanovení modulu pružnosti	50
4.2	Deformační chování nestmeleného kameniva.....	55
4.3	Vliv modulu pružnosti nestmeleného kameniva na pevnost betonu	60
4.3.1	Vliv zrnitosti na modul pružnosti nestmeleného kameniva	63
4.3.2	Vliv zrnitosti plniva na pevnost betonu.....	67
5	ZÁVĚR	70
5.1	Triaxiální zkouška nestmeleného kameniva CH09	70
5.2	Vliv modulu pružnosti nestmeleného kameniva na pevnost betonu	70
6	SEZNAM POUŽITÝCH ZDROJŮ	72

SEZNAM OBRÁZKŮ

<i>Obrázek 1: Napětí působící na objemovou jednotku materiálu</i>	13
<i>Obrázek 2: Složky napětí působícího na vozovku</i>	14
<i>Obrázek 3: Hlavní složky principálního napětí</i>	17
<i>Obrázek 4: Mohr-Coulombova kružnice</i>	17
<i>Obrázek 5: Rozdělení napětí a přetvoření ve vozovce</i>	21
<i>Obrázek 6: Závislost napětí a deformace na počtu zatěžovacích cyklů</i>	22
<i>Obrázek 7: Odezva deformace v závislosti na působícím napětí</i>	22
<i>Obrázek 8: Průběh trvalé deformace v závislosti na působícím napětí</i>	23
<i>Obrázek 9: Schéma napětí působící v zemině a v triaxiálním přístroji</i>	27
<i>Obrázek 10: Schéma komory triaxiálního přístroje</i>	28
<i>Obrázek 11: Schéma cementářské pece</i>	30
<i>Obrázek 12: Uspořádání měřícího zařízení</i>	37
<i>Obrázek 13: Triaxiální tlaková komora</i>	38
<i>Obrázek 14: Software TRIAXIAL - záložka Pokus</i>	39
<i>Obrázek 15: Software TRIAXIAL - záložka Použité tlakové metody</i>	40
<i>Obrázek 16: Kamenivo CH09 (frakce 0-16)</i>	41
<i>Obrázek 17: Křivka zrnitosti kameniva CH09</i>	42
<i>Obrázek 18: Graf Proctorovy zkoušky optimální vlhkosti při zhutňování</i>	43
<i>Obrázek 19: Hydraulický lis a forma na lisování vzorku</i>	44
<i>Obrázek 20: Lisy pro zkoušku pevnosti v tahu za ohybu a pevnosti v prostém tlaku</i>	46
<i>Obrázek 21: Vzorek CH091A a vzorek CH091B před zkouškou</i>	47
<i>Obrázek 22: Vzorek CH092A a vzorek CH092B před zkouškou</i>	48
<i>Obrázek 23: Vzorek CH093 před zkouškou</i>	48
<i>Obrázek 24: Modul pružnosti - CH091A</i>	52
<i>Obrázek 25: Modul pružnosti - CH091B</i>	53
<i>Obrázek 26: Modul pružnosti - CH092A</i>	53
<i>Obrázek 27: Modul pružnosti - CH092B</i>	54
<i>Obrázek 28: Modul pružnosti - CH093</i>	54
<i>Obrázek 29: Nárůst trvalé deformace ve vzorku CH091A při 19. dráze napětí</i>	56
<i>Obrázek 30: Nárůst trvalé deformace ve vzorku CH091A při 20. dráze napětí</i>	56
<i>Obrázek 31: Vzorek CH091A a CH091B po zkoušce</i>	57
<i>Obrázek 32: Radiální rozšíření vzorku CH091A</i>	57

<i>Obrázek 33: Pracovní diagram - CH091A</i>	<i>58</i>
<i>Obrázek 34: Pracovní diagram - CH091B</i>	<i>58</i>
<i>Obrázek 35: Pracovní diagram - CH092A</i>	<i>59</i>
<i>Obrázek 36: Pracovní diagram - CH092B</i>	<i>59</i>
<i>Obrázek 37: Pracovní diagram - CH093</i>	<i>60</i>
<i>Obrázek 38: Lomové plochy betonových trámů (vzorek č. 2 a vzorek č. 6).....</i>	<i>63</i>
<i>Obrázek 39: Závislosti minimálních hodnot modulu pružnosti a jednotlivých frakcích kameniva</i>	<i>64</i>
<i>Obrázek 40: Graf závislosti maximálních modulů pružnosti na jednotlivých frakcích kameniva</i>	<i>66</i>
<i>Obrázek 41: Závislost 28 denních pevností betonu na jednotlivých frakcích plniva</i>	<i>68</i>

SEZNAM TABULEK

Tabulka 1: Příklad fázového složení portlandského slínku	30
Tabulka 2: Zastoupení oxidů ve směsi pro výrobu portlandského slínku	30
Tabulka 3: Parametry Proctorovy zkoušky.....	42
Tabulka 4: Parametry vzorků pro RLT zkoušku.....	44
Tabulka 5: Kamenivo použito pro posouzení vlivu modulu pružnosti na pevnost betonu	45
Tabulka 6: Zastoupení jednotlivých frakcí kameniva ve vzorcích	46
Tabulka 7: Nastavení tlaků při kondicionování vzorků.....	49
Tabulka 8: Úroveň nízkého napětí pro pružné chování (metoda B)	49
Tabulka 9: Výsledné hodnoty modulu pružnosti	51
Tabulka 10: Výsledné hodnoty poměrného přetvoření	55
Tabulka 11: Nastavení tlaků při kondicionování vzorků.....	61
Tabulka 12: Stanovené hodnoty modulů pružnosti.....	61
Tabulka 13: Naměřené pevnosti betonových vzorků	62
Tabulka 14: Korelační koeficienty závislosti minimálních modulů pružnosti a zrnitosti kameniva	65
Tabulka 15: Korelační koeficienty závislosti maximálních modulů pružnosti a zrnitosti kameniva	65
Tabulka 16: Korelační koeficienty závislosti pevnosti betonu na podílu jednotlivých frakcí kameniva	67
Tabulka 17: Výsledné modulu pružnosti zkoušených vzorků	70

1 ÚVOD

Stavba dopravních komunikací má za sebou dlouhou historii. Se stavbou jednoduchých vozovek, které sloužily především vojenským účelům, začali již starověcí Římané. Po dobách Římanů se začal rozvíjet výměnný obchod a s ním začala houstnout i dopravní síť napříč Evropou. V 17. a 18. století se staly obchodní cesty na dlouhou vzdálenost velmi důležité a spolu s tím byla konstrukce dopravních komunikací prováděna systematicky podle určitých návrhů.

Moderní vozovky jsou konstruovány na základě metod navrhování, které neustále procházejí vývojem a výzkumem, přičemž profil (řez) vozovky zůstává přibližně stejný. Základem současných dopravních komunikací je nestmelené zrnité kamenivo pokrývající podložní vrstvu zeminy. Nad nestmelenou vrstvu se potom pokládá pružný asfaltový nebo cemento-betonový kryt různé tloušťky. Primárním účelem, společným pro dřívější i současné silnice, je chránit slabší podložní vrstvu zeminy před dopravním zatížením a zároveň poskytnout dlouhotrvající sjízdnost vozovek [1],[2].

K selhání pružných vozovek dochází většinou kvůli tvoření trhlin v povrchové vrstvě nebo vyjetím kolejí. Zatímco povrchové trhliny vznikají v důsledku porušení asfaltového krytu, jak působením mechanického zatížení, tak vlivem klimatických podmínek a s tím spojenou korozi asfaltů, vyjždění kolejí je při použití tenkých asfaltových krytů způsobeno především působením napětí projíždějících vozidel a vzniku deformace v nestmelené vrstvě kameniva. Pokud je tloušťka asfaltového krytu dostatečně velká, dochází k vyjždění kolejí většinou přetvářením v asfaltových vrstvách (vytlačování do stran vedle stopy vozidel). Nestmelené vrstvy mají u vozovek důležitou funkci. Vyžaduje se od nich, aby poskytly pracovní plochu pro konstrukci základní asfaltové vrstvy, zmenšily tlaková napětí na podloží a tlaková napětí v asfaltové vrstvě. U vozovek s tenkým povrchem přispívá zrnitý materiál k celkové strukturní pevnosti vozovky. Proto je důležité, aby měly zrnité materiály přiměřenou pevnost, modul pružnosti a nedocházelo v nich k trvalé deformaci.

Modul pružnosti a velikost deformace lze určit pomocí triaxiální zkoušky opakovaným zatěžováním (dále RLT – Repeat Load Triaxial). Velikost trvalé deformace a její rychlost v závislosti na počtu zatěžovacích cyklů (počtu projetých vozidel) je důležitou vlastností nestmeleného kameniva. Díky tomu, že RLT zkouška dovoluje určit tyto materiálové vlastnosti, je možné provádět RLT zkoušky na nenormovaných materiálech a zařadit je tak mezi materiály, které mohou být použity ke konstrukci zrnité vrstvy vozovek. Tím by se zvýšila využitelnost méně kvalitních a recyklovaných materiálů pro pozemní komunikace a spolu s tím by se snížily náklady na materiál a jeho dopravu na místo užití. Na druhou stranu, použití méně kvalitního materiálu vyžaduje zvýšit tloušťku nestmelené nebo asfaltové vrstvy, aby bylo zatížení působící na vozovku rozloženo do většího objemu. Východiskem je použití méně kvalitního kameniva ke konstrukci méně vytižených pozemních komunikací a kamenivo nejvyšší kvality využívat výhradně na nejfrekventovanější dálnice nebo nestmelenou vrstvu zpevnit použitím minimálního postačujícího množství pojiva (např. cementu) [1],[2],[3].

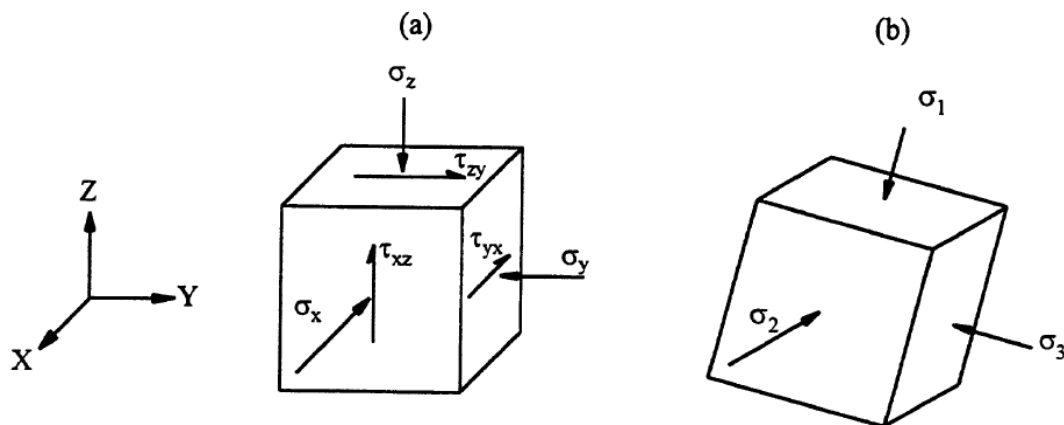
Cíle práce

- Provést zkoušku nenormovaného nestmeleného kameniva opakovaným triaxiálním zatěžováním a na základě výsledku posoudit vhodnost jeho použití pro konstrukci vozovek;
- Stanovit modul pružnosti E_r nestmeleného kameniva;
- Provést triaxiální zkoušku kameniva o různém PSD (distribuce velikosti částic), které se používá pro zhotovování betonových prefabrikátů;
- Zhotovit testovací betonové trámce z kameniva o stejné distribuci velikosti částic jako při přípravě pro triaxiální zkoušku; a
- Vyhodnotit vliv pevnosti kameniva a jeho modulu pružnosti na pevnost betonu.

2 TEORETICKÁ ČÁST

2.1 Napětí a deformace ve vozovkách

Napětí působící na objemovou jednotku materiálu je určeno jeho normálovou a smykovou složkou. Pro každý obecný stav napjatosti v kterémkoliv bodě existují 3 na sebe kolmé roviny, na které nepůsobí žádné smykové napětí. Výsledné napětí těchto rovin je potom určeno třemi normálovými složkami napětí, tzv. principální (hlavní) napětí σ_1, σ_2 a σ_3 (Obrázek 1) [3].

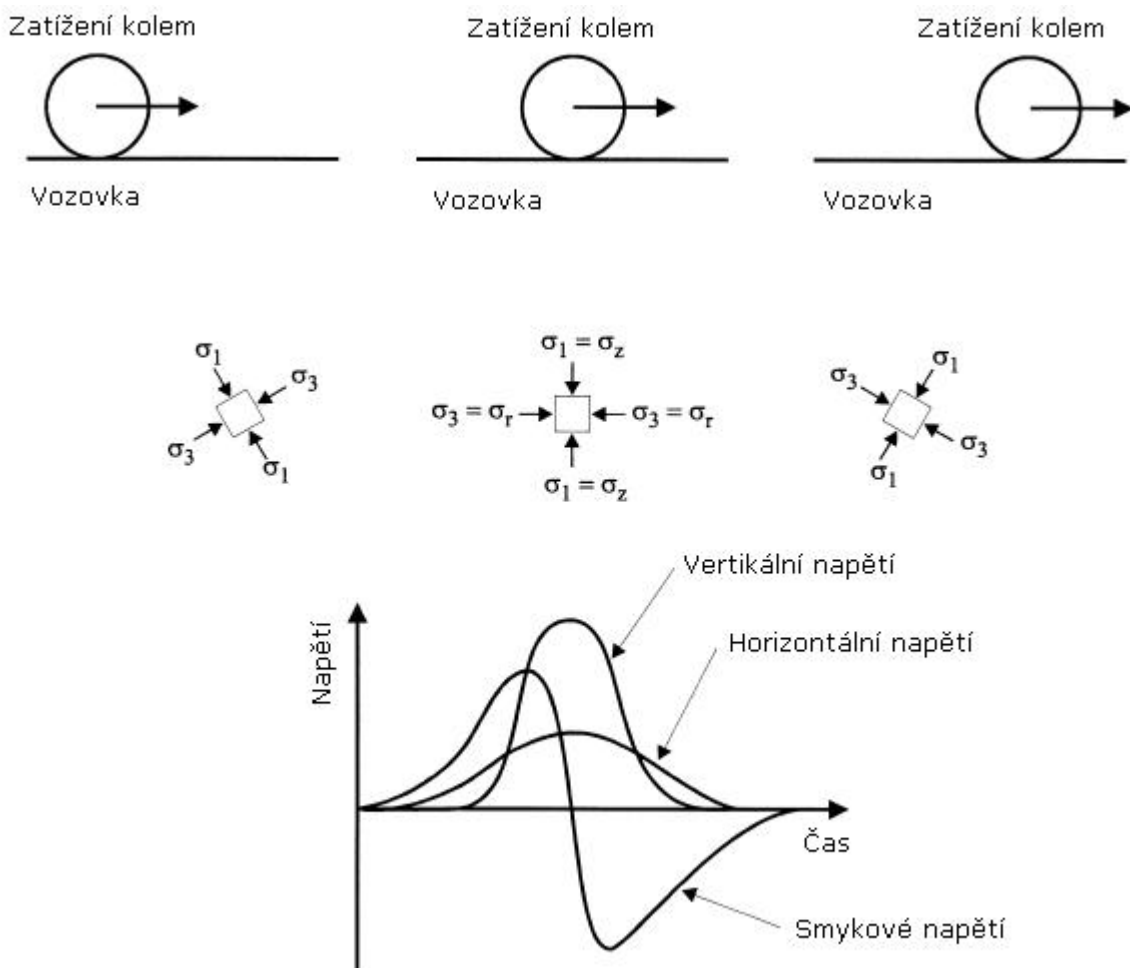


Obrázek 1: Napětí působící na objemovou jednotku materiálu

Principální napětí jsou fyzikální konstanty nezávislé na výběru souřadného systému.

Zatížení silnice koly dopravních prostředků vede k šíření a přeměně napětí ve vozovce. Když vozidlo projíždí přes vozovku, úrovně napětí zrnitých materiálů se mění z malých na vysoké hodnoty (Obrázek 2). Tato změna napětí má za následek pohyb vozovky, který způsobuje její deformaci. Deformace mohou být rozděleny na elastickou (pružnou) deformaci, která je vratná, a na deformaci nevratnou, známou jako trvalá neboli plastická deformace. Napětí působí ve 3 směrech a všechna ovlivňují chování materiálu.

Během své životnosti je vozovka vystavena velkému počtu napěťových pulsů, přičemž každý z nich je složen z vertikální, horizontální a smykové složky napětí (Obrázek 2):



Obrázek 2: Složky napětí působícího na vozovku

- Vertikální napětí: působí pod kolem vozidla a způsobují stlačování materiálu vozovky. Jestliže není tato deformace po odlehčení zatížení pružná, dojde k tzv. vyjetí kolejí.
- Smyková napětí: rozdíl mezi zatíženým a nezatíženým elementem vozovky je příčinou smykového napětí. Pokud je smykové napětí příliš velké, dojde k trvalé deformaci materiálů. K trvalé deformaci jsou náchylné především materiály v horní části nestmelené vrstvy, kde jsou tlaková napětí vysoká a materiál nevydrží působící mechanické napětí.
- Radiální napětí: Každá vrstva vozovky se deformuje podobně, jako je tomu u ohybové zkoušky. Radiální tahová napětí vznikají ve spodních částech jednotlivých vrstev vozovky. Opakované zatěžování vede ke vzniku poruch a trhlin [1],[2].

2.2 Průměrné hlavní napětí a deviatorické napětí

Napětí působící na vozovku můžeme rozdělit na napětí, které způsobuje objemovou změnu materiálu (tlakové napětí) a napětí, které způsobuje smykovou deformaci (smykové napětí).

Tlakové napětí, které způsobuje objemové změny, se nazývá průměrné hlavní napětí a je definováno jako:

$$p = \frac{1}{3}(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3) \quad (1)$$

kde,

p = průměrné hlavní napětí; a

$\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ = složky hlavního napětí.

Napětí, které způsobuje smykovou deformaci, se nazývá oktaedrické smykové napětí. Je mírou smykového napětí materiálu a je definováno jako:

$$\tau_{oct} = \frac{1}{3} \sqrt{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2} \quad (2)$$

Tyto dva parametry se nazývají napěťové konstanty, protože jsou nezávislé na směru působení napětí. Vezmeme-li v potaz osovou souměrnost vozovky, obě složky horizontálního napětí budou mít stejnou velikost. Průměrné normálové napětí a oktaedrické smykové napětí potom můžeme zapsat jako:

$$p = \frac{1}{3}(\sigma_1 + 2\sigma_3) \quad (3)$$

$$\tau_{oct} = \frac{\sqrt{2}}{3}(\sigma_1 - \sigma_3) \quad (4)$$

U triaxiálních zkoušek se k popsání konstanty smykového napětí běžně používá deviatorické napětí neboli rozdíl principálních napětí q :

$$q = \tau_{oct} \frac{3}{\sqrt{2}} \quad (5)$$

$$q = \sigma_1 - \sigma_3 \quad (6)$$

kde,

q = deviatorické napětí (rozdíl principálních napětí).

U zemin je třeba sledovat napětí v zrnech odděleně od napětí ve vodě, protože zrna na rozdíl od vody, která pevnost ve smyku prakticky nemá, smykové napětí přenášejí. Efektivní principální napětí, $\sigma' = \sigma - u$, se používá ke stanovení deviatorického napětí a průměrného normálového efektivního napětí, p' . Napětí přenášené zrny zeminy i vodou se nazývá totální napětí (σ) a napětí přenášené pouze zrny zeminy efektivní napětí (σ'). Tlak vody v pórech zeminy se nazývá neutrální (pórové napětí – u) napětí. Princip efektivních napětí platí pouze pro normálová napětí, smyková napětí totiž voda nepřenáší, proto jsou vždy napětími efektivními. Deviatorické napětí je nezávislé na napětí pórovém (Rovnice 5), zatímco efektivní průměrné normálové napětí (p') se stanovuje v závislosti na pórovém napětí [1],[5].

2.3 Pevnost zemin

Při namáhání zeminy dojde nejčastěji k porušení smykem. Odpor zeminy ve smyku (smyková pevnost) tedy představuje hlavní zdroj pevnosti zemin. Pokud na nějaké ploše uvnitř zemního masivu smykové napětí přesáhne smykovou pevnost, dojde k porušení usmýknutím po této smykové ploše. Ke stanovení mezních napětí zrnitých materiálů se běžně používá Mohr-Coulombova (Rovnice 7) a Drucker-Pragerova (Rovnice 8) teorie porušení zemin. Drucker-Pragerova teorie porušení zemin je odvozena z Mohr-Coulombovy teorie pro porušení zemin [7],[10].

$$\tau_f = \sigma_n \tan \phi + c \quad (7)$$

$$q = p \tan \beta + d \quad (8)$$

kde,

τ_f = smykové napětí na mezi porušení;

σ_n = normálové napětí;

c = soudržnost (koheze) zeminy;

ϕ = úhel vnitřního tření;

$p = \frac{1}{3}(\sigma_1 + 2\sigma_3)$ = průměrné normálové napětí;

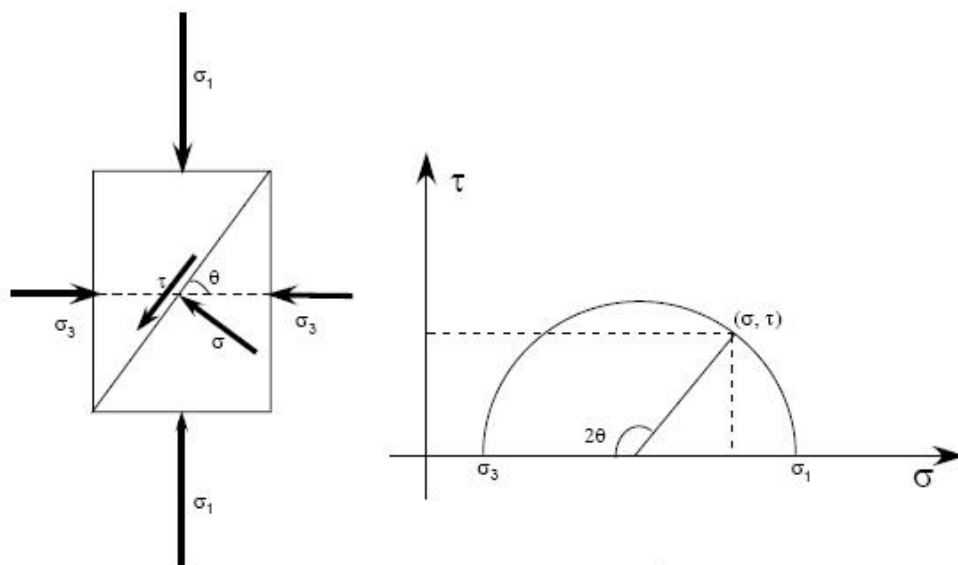
$q = \sigma_1 - \sigma_3$ = deviatorické napětí (rozdíl principálních (hlavních) napětí); a

β, d = úhel a úsek na čáře pevnosti v grafu závislosti $p - q$.

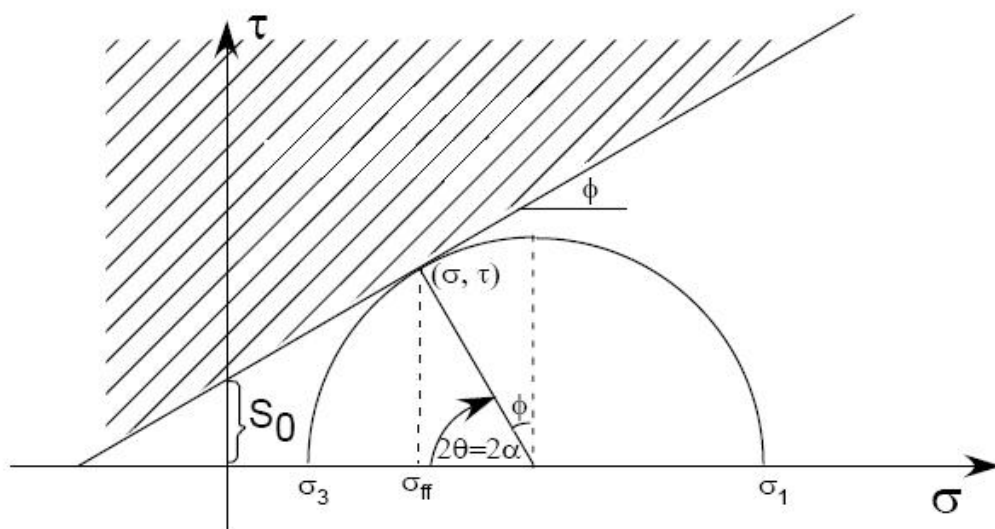
Pokud je soudržnost zeminy nulová, je zdrojem pevnosti zeminy pouze vnitřní tření mezi zrny, vyjádřené úhlem vnitřního tření. Takové zeminy potom nazýváme nesoudržnými. Jestliže je nulový úhel vnitřního tření, potom se jedná o zeminu s ideální kohezí. U suchého, hrubě drceného kameniva můžeme koeficient soudržnosti zanedbat.

Grafickým znázorněním Coulombovy rovnice je přímka, tzv. čára pevnosti. Je obalovou čarou Mohrových kružnic, znázorňujících stav napjatosti na mezi porušení. Jak je znázorněno na Obrázku 4, Mohr-Coulombova kružnice je sestavena použitím maximální (σ_1) a minimální (σ_3) hodnoty principálních (hlavních) složek napětí (Obrázek 3). Čára pevnosti je potom zhotovena jako tečna Mohrových kružnic pro jednoosou tahovou a tlakovou mez pevnosti. Z Mohr-Coulombovy teorie plyne, že k porušení dojde v případě, když bod na obvodu Mohrovy kružnice přesáhne mez pevnosti. K porušení tedy může dojít třemi různými způsoby:

- zvýšením σ_1 (u triaxiální zkoušky se jedná o hlavní axiální zatížení, tj. součet axiálního zatížení a komorového tlaku);
- snížením σ_3 (u triaxiální zkoušky se jedná o komorový tlak); a
- snížením σ_1 a σ_3 současně [5],[12].



Obrázek 3: Hlavní složky principálního napětí



Obrázek 4: Mohr-Coulombova kružnice

2.4 Modul pružnosti

Modul pružnosti je velmi důležitou vlastností k určení pružné (tj. vratné) deformace, napětí a prohýbání pružných vozovek. Při navrhování vozovek se nestmelené materiály obvykle charakterizují konstantní hodnotou návrhového modulu pružnosti. Ve skutečnosti jsou přetvárné vlastnosti nestmelených vrstev podstatně složitější. Modul pružnosti a nárůst plastických deformací závisí nejen na ulehlosti a vlhkosti ale i na stavu napjatosti. V nestmelených vrstvách vozovky může být napětí a přetvoření vztaženo k trvalé deformaci vozovky, a tím se mohou stanovit deformační vlastnosti zkoušeného materiálu. Rozšířené používání modulu pružnosti při navrhování vozovek naznačuje důležitost této veličiny. Stanovení reálných hodnot modulu pružnosti zrnitých materiálů je proto primárním cílem konstruktérů vozovek [7],[13].

Modul pružnosti je pro RLT zkoušku při konstantním komorovém tlaku definován jako poměr maximálního deviatorického napětí a maximální pružné deformace vzorku:

$$M_r = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{\varepsilon_1} \quad (9)$$

kde,

M_r = modul pružnosti;

σ_1 = maximální principální nebo axiální napětí;

σ_3 = minimální principální nebo komorové napětí, a

ε_1 = maximální pružné osově přetvoření (deformace).

Modul pružnosti M_r je někdy nazýván také jako elastický modul E_r . Při RLT zkoušce se maximální aplikované napětí objeví ještě předtím, než dojde k maximálnímu přetvoření, a proto je napětí a přetvoření navzájem fázově posunuto a kvůli tomu je výpočet modulu pružnosti pouze aproximací.

Pružný Poissonův poměr je definován jako:

$$\nu_r = \frac{-\varepsilon_{3r}}{\varepsilon_{1r}} \quad (10)$$

kde,

ν_r = pružný Poissonův poměr;

ε_{3r} = pružné radiální přetvoření; a

ε_{1r} = pružné axiální přetvoření.

Jakmile je stanoven modul pružnosti a pružný Poissonův poměr, můžou být vypočteny i další elastické konstanty. Například celkový modul pružnosti (K) a modul pružnosti ve smyku (G) jsou definovány pomocí následujících rovnic:

$$G = \frac{M_R}{2(1 + \nu_r)} \quad (11)$$

$$K = \frac{M_R}{3(1 - 2\nu_r)} \quad (12)$$

Tyto vztahy předpokládají lineární elastické chování. Pro přesné určení dlouhodobého chování zrnitých materiálů a ke stanovení modulu pružnosti jsou většinou používány modely založené na jednoduchém principu, a to prokládání křivek naměřenými daty z RLT zkoušek [4],[5].

2.4.1 Modely pro stanovení modulu pružnosti

K vyjádření modulu pružnosti jsou obvykle používány matematické modely, tj. model celkového a deviatorického napětí. Stanovený modul pružnosti by měl zahrnovat co nejvíce faktorů, které ovlivňují modul pružnosti netmelených materiálů.

2.4.1.1 Model celkového napětí

Celkové napětí (θ) je součtem principálních napětí σ_1, σ_2 a σ_3 . Celkové napětí je hlavním faktorem určujícím modul pružnosti zrnitých materiálů, který lze vyjádřit vztahem:

$$M_r = k_1 \theta^{K_2} \quad (13)$$

kde,

M_r = modul pružnosti;

θ = celkové napětí = $\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3$; a

k_1 a k_2 = materiálové konstanty.

I když byl tento model používán pro charakterizování modulu pružnosti zrnitých materiálů, nezapočítává smykovou a objemovou deformaci. Bylo zjištěno, že model celkového napětí nepopisuje dostatečně chování zrnitého materiálu. Proto byl navržen modifikovaný model celkového napětí:

$$M_r = K_1 k_1 \theta^{K_2} \quad (14)$$

kde,

K_1 = funkce struktury vozovky, působícího napětí a vyvolaného smykového přetvoření [7].

2.4.1.2 Semilogaritmický model deviatorického napětí

Deviatorické napětí je cyklické napětí větší než napětí komorové. Modul pružnosti kohezivních zemin je funkcí deviatorického napětí. Se zvyšujícím se deviatorickým napětím klesá hodnota modulu pružnosti. U tohoto modelu je modul pružnosti vyjádřen jako:

$$M_r = K_3 \sigma_d^{K_4} \quad (15)$$

kde,

σ_d = deviatorické napětí; a

k_3 a k_4 = materiálové konstanty stanovené zkouškami.

Nevýhodou modelu deviatorického napětí je, že zanedbává vliv komorového tlaku. Bylo zjištěno, že pro jemně drcené kamenivo je vliv komorového tlaku na výsledný modul pružnosti méně významný než vliv deviatorického napětí. Bohužel kohezivní zeminy vystavené dopravnímu zatěžování jsou ovlivněny komorovým napětím.

2.4.1.3 Uzanův model

Uzan (1985) navrhnul jiný model pro stanovení modulu pružnosti. Aby se zrušily omezení dané modelem celkového napětí, bylo navrženo, aby bylo k vyřešení reálné úrovně napětí ve vozovkách zahrnuto deviatorické napětí.

$$M_r = k_1 \theta^{k_2} \sigma_d^{k_3} \quad (16)$$

kde,

k_1 , k_2 a k_3 = materiálové konstanty stanovené zkouškami;

θ = celkové napětí; a

σ_d = deviatorické napětí.

Tento model může být použit pro všechny typy zemin. Pokud položíme k_3 rovno nule, potom získáme model celkového napětí, bude-li rovna nule konstanta k_2 , potom získáme semilogaritmický model.

V případě že napětí působí ve třech směrech, je deviatorické napětí nahrazeno oktaedrickým smykovým napětím. Pokud v rovnici 16 proložíme modul pružnosti a napětí normálou a dosadíme za napětí deviatorické napětí smykové, dostaneme:

$$M_r = k_1 P_a \left[\frac{\theta}{P_a} \right]^{k_2} \left[\frac{\tau_{oct}}{P_a} \right]^{k_3} \quad (17)$$

kde,

P_a = atmosférický tlak vyjádřen ve stejných jednotkách jako M_r , σ_d a θ ;

τ_{oct} = oktaedrické smykové napětí; a

k_1 , k_2 a k_3 = materiálové konstanty stanovené zkouškami.

Poslední zmíněný model může být dále upraven tak, že k výrazu v druhé závorce přidáme výraz „+1“. Tím se docílí toho, že v případě, kdy se bude oktaedrické napětí blížit nule, nebude výsledný modul pružnosti nulový.

$$M_r = k_1 P_a \left[\frac{\theta}{P_a} \right]^{k_2} \left[\frac{\tau_{oct}}{P_a} + 1 \right]^{k_3} \quad (18)$$

Takto stanovený modul pružnosti může být použit pro jakýkoliv typ nestmeleného kameniva pro podložní vrstvu vozovek [1],[6].

2.5 Trvalá a pružná deformace

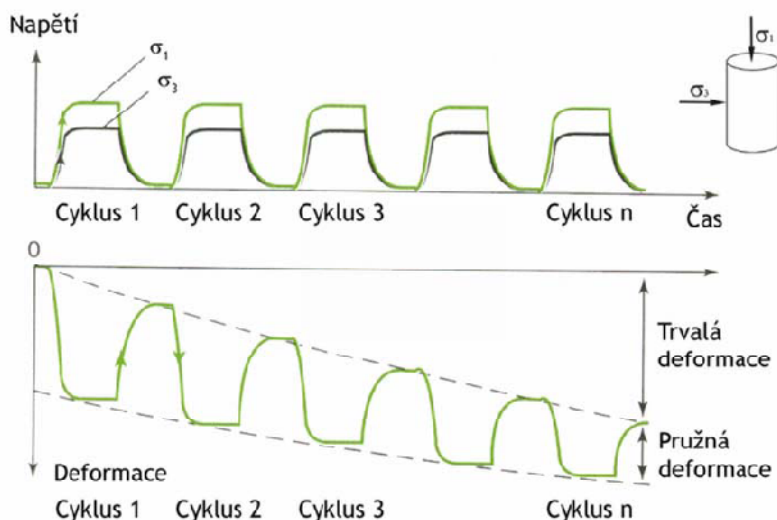
2.5.1 Rozložení deformace ve vozovkách

Pro vystižení skutečného chování nestmeleného kameniva při opakovaném zatěžování je důležitá nejen hodnota modulu pružnosti, ale také nárůst trvalých deformací. Rozdělení působících napětí a výsledných přetvoření pod středem zatížení je uvedeno na Obrázku 5 [8].



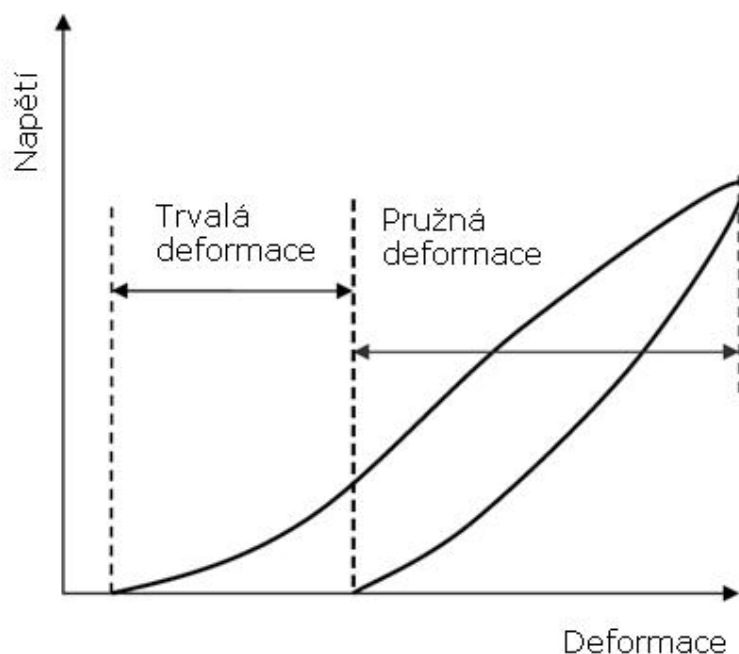
Obrázek 5: Rozdělení napětí a přetvoření ve vozovce

Zrnité (nestmelené) materiály jsou po každém zatěžovacím cyklu trvale deformovány. Během prvních zatěžovacích cyklů narůstá pružná (vratná) deformace rychleji, než deformace trvalá (plastická), (Obrázek 6) [11],[13].



Obrázek 6: Závislost napětí a deformace na počtu zatěžovacích cyklů

Pokud se zatížení mnohokrát opakuje a ve srovnání s pevností materiálu je malé, potom je deformace materiálu po každém zatěžovacím cyklu téměř úplně vratná a můžeme ji považovat za elastickou. Chování nestmeleného materiálu je charakterizováno modulem pružnosti. Výraz „pružný“ znamená, že určitá část energie působící na materiál je obnovena při odlehčování vozovky. Zbytková energie, která se neobnoví, je schopna na materiál působit. Toto působení vede při opakovaném zatěžování a odlehčování vozovky k nárůstům trvalé deformace. Odezva deformace netmelené vrstvy je charakterizována vratnou (pružnou) a trvalou (plastickou) deformací, jak je znázorněno na Obrázku 7 [1],[4],[11].



Obrázek 7: Odezva deformace v závislosti na působícím napětí

Plocha hysterezní křivky odpovídá práci vykonané deformací na objemovou jednotku materiálu:

$$W = \oint \sigma d\varepsilon \quad (19)$$

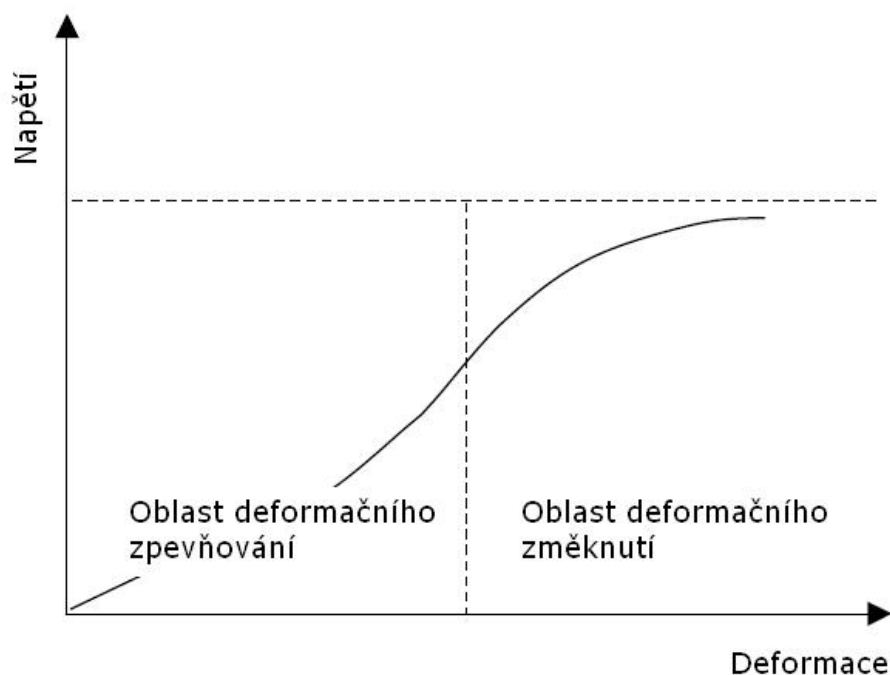
kde,

σ = napětí [N/mm²]; a

ε = přetvoření (deformace).

Největší část této práce je převedena do tepelné energie. Část přispívá ke změně materiálových vlastností, což vede nakonec k poškození. Pouze malá část této práce bude akumulována ve formě trvalé deformace.

Odolnost proti trvalé deformaci nestmeleného kameniva závisí na působícím napětí. Průběh trvalé deformace zobrazeny na Obrázku 8 je pro nestmelené materiály typický, se zvyšujícím se napětím se zmenšuje odolnost materiálu proti další deformaci.



Obrázek 8: Průběh trvalé deformace v závislosti na působícím napětí

Při malých hodnotách napětí se pevnost materiálu zvyšuje tak jak se zvyšuje velikost působícího napětí (deformační zpevňování). Nestmelené kamenivo se čím dál tím víc zhušťuje a částice do sebe stále více zapadají. S dalším zvyšováním napětí se pevnost materiálu zmenšuje (deformační oslabení) až nakonec dojde k porušení materiálu. Nestmelené materiály se liší jak svými fyzikálními vlastnostmi, tak jejich odezvou při opakovaném zatěžování. Nestmelené materiály jsou totiž složeny z velkého počtu jednotlivých částic o různé velikosti a rozměrech a tyto materiály snášejí pouze malé hodnoty tahového napětí [1],[4].

2.5.2 Vztahy pro výpočet deformace

Trvalá deformace je vyjádřena jako trvalé osově přetvoření ε_p . Charakterizace trvalé deformace nestmelených materiálů je stejně, jako modul pružnosti, velmi důležitým parametrem pružných vozovek.

Normálové napětí způsobuje objemové změny, což se dá vyjádřit odpovídající deformační konstantou zvanou objemové přetvoření:

$$\varepsilon_v = \varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3 \quad (20)$$

kde,

ε_v = objemové přetvoření; a

$\varepsilon_1, \varepsilon_2, \varepsilon_3$ = přetvoření ve směru složek principálního napětí.

Oktaedrické smykové napětí (Rovnice 21) způsobuje smykové přetvoření, které je definováno:

$$\varepsilon_s = \frac{2}{3} \sqrt{(\varepsilon_1 - \varepsilon_2)^2 + (\varepsilon_2 - \varepsilon_3)^2 + (\varepsilon_3 - \varepsilon_1)^2} \quad (21)$$

kde,

ε_s = smykové přetvoření.

S ohledem na symetrii při zatížení vozovky koly jsou si horizontální napětí a proto přetvoření rovna. Je tedy možno odvodit následující deformační konstanty:

$$\varepsilon_s = \varepsilon_1 + 2\varepsilon_3 \quad (22)$$

$$\varepsilon_v = \frac{2}{3}(\varepsilon_1 - \varepsilon_3) \quad (23)$$

Změna průměrného normálového napětí (p) v anisotropickém materiálu způsobuje jak smykové (ε_s) tak objemové (ε_v) přetvoření. Stejně tak i změna deviatorického napětí (q) způsobuje objemové a smykové přetvoření.

V průběhu RLT zkoušky jsou zaznamenávány dva druhy přetvoření: elastické (pružné) a plastické (trvalé) přetvoření.

Pružné neboli elastické přetvoření je definováno jako:

$$\varepsilon = \frac{\Delta L_{(N)}}{L_0(1 - \varepsilon_{p(N-1)})} \quad (24)$$

Trvalé přetvoření je definováno jako:

$$\varepsilon_p = \frac{\Delta L_{(celková)}}{L_0} \quad (25)$$

kde,

L_0 = původní rozměr vzorku (výška nebo průměr);

$\Delta L_{(celková)}$ = celková trvalá změna rozměrů vzorku (rozdíl původní a konečné délky/průměru);

$\Delta L_{(N)}$ = pružná (elastická) změna délky vzorku pro N zatěžovacích cyklů; a

N = počet zatěžovacích cyklů [4],[8].

2.6 Charakterizace zrnitých materiálů

Modul pružnosti a trvalou deformaci zrnitých materiálů ovlivňuje mnoho faktorů, jako jsou např. typ a tvar částic kameniva, zhutnění kameniva, komorový tlak RLT přístroje, podíl jemných částic, distribuce velikosti částic a další.

2.6.1 Tvar kameniva

Obecně má kamenivo skládající se z kulatých částic menší hodnotu modulu pružnosti a vykazuje větší plastické přetvoření než kamenivo hranaté, ve kterém se lépe rozptyluje napětí. Je to způsobeno především větší odolností proti smykové deformaci díky lepší schopnosti částic do sebe zapadat, tzv. „interlockingu“ částic.

2.6.2 Zhutnění kameniva

Jsou doporučeny dvě metody zhutňování kameniva, nárazová a statická. Modul pružnosti je přímo úměrný pevnosti, která vzrůstá se zhutněním materiálu. Tento nárůst pevnosti však závisí na druhu kameniva a obsahu vody, při kterém byl vzorek zformován. Specifická energie na zhutnění lze stanovit dle vztahu:

$$E = \frac{m \cdot h \cdot n \cdot i \cdot g}{V} \quad (26)$$

kde,

m = hmotnost pěchu;

h = výška dopadu pěchu;

n = počet úderu na vrstvu;

i = počet vrstev;

g = tíhové zrychlení, a

V = objem moždíře [5].

2.6.3 Komorový tlak

Se zvyšujícím se komorovým tlakem a celkovým principálním napětím se značně zvyšuje i modul pružnosti.

Vliv zhutnění je větší pro částečně drcené, než pro úplně nadrcené kamenivo. Modul pružnosti se u hrubě drceného kameniva zvětšuje spolu se zvyšující se hutností, nicméně pro úplně jemně drcené kamenivo se modul pružnosti téměř nemění. Modul pružnosti se při malých hodnotách hlavního normálového napětí (mean normal stress) značně zvyšuje se zvyšující se hutností. Pro velká napětí není tento vliv příliš výrazný. S nárůstem hutnosti je také významně zvětšena odolnost zrnitého materiálu proti trvalé deformaci při opakovaném zatěžování.

2.6.4 Zrnitost

Zrnitost je pravděpodobně nejdůležitější vlastností mající vliv na zhutnitelnost a stabilitu vrstvy vozovky, která se skládá z drceného kameniva. RLT zkoušky zrnitého materiálu s různým podílem jemných částic naznačují, že podíl jemných částic má vliv na pružnou odezvu materiálu. U hrubě drceného kameniva modul pružnosti klesá se zvyšujícím se podílem jemných částic, zatímco u jemně drceného kameniva je tomu naopak. Větší podíl jemných částic také snižuje pevnost a odolnost materiálu proti trvalé deformaci.

U kameniva s podobnou distribucí velikosti částic a stejným podílem jemných částic se modul pružnosti zvyšuje, pokud se zvyšuje také velikost částic. Když se velikost částic zmenšuje, zmenšuje se i kontaktní plocha částic, což vede k menší hodnotě celkové trvalé deformace.

2.6.5 Obsah vlhkosti

Při vysokých stupních nasycení kameniva je vliv modulu pružnosti na obsahu vlhkosti výrazný, přičemž se zvyšujícím se stupněm nasycení modul klesá. Existuje optimální obsah vlhkosti. Pod hranicí optimálního obsahu vlhkosti se pevnost kameniva zvyšuje, pokud se zvyšuje i obsah vlhkosti. Toto zvýšení je podle všeho způsobeno savostí materiálu. Naopak nad hranicí optimálního obsahu vlhkosti se kvůli přebytku vody v pórech pevnost kameniva se zvyšujícím se obsahem vlhkosti rychle zmenšuje. Pokud se obsah vlhkosti zvětšuje, až je dosaženo nasycení, může při zatěžování dojít ke vzniku kladného tlaku v pórech. Přílišný vnitřní tlak zmenšuje účinné napětí, což vede ke snížení odolnosti materiálu proti trvalé deformaci. Kombinace vysokého stupně nasycení a malé permeability způsobené malou nasákavostí kameniva vede ke vzniku vysokého vnitřního tlaku v pórech, malému účinnému napětí a následkem toho má materiál menší pevnost a odolnost vůči trvalé deformaci.

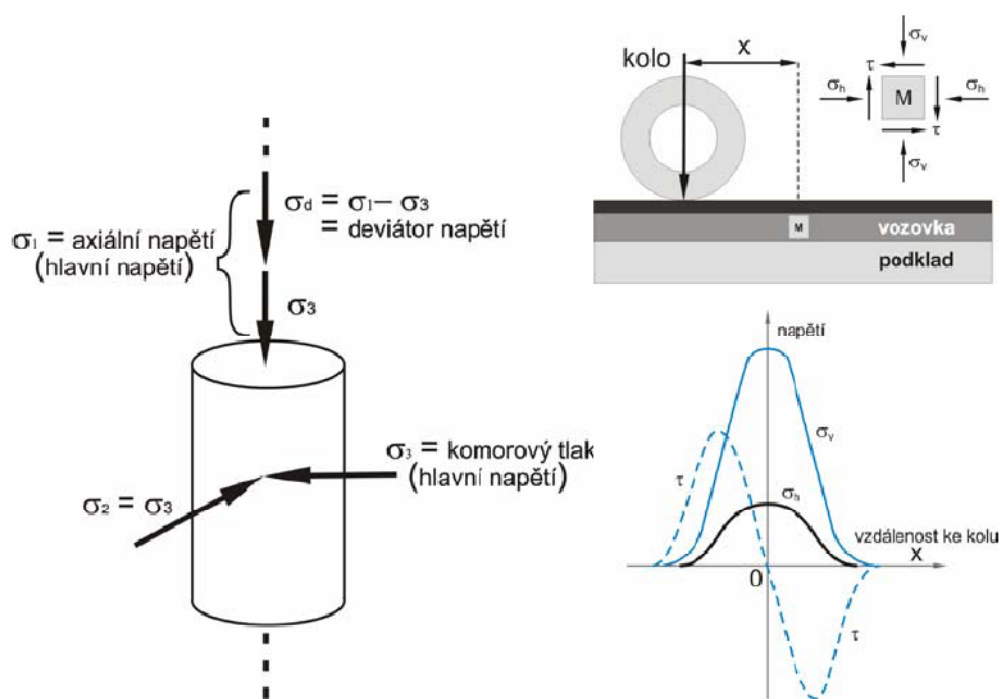
2.6.6 Úroveň napětí

Nejvýraznější vliv na pružné vlastnosti materiálů má právě úroveň napětí. Pokud se zvyšuje komorové napětí a velikost principálních napětí, tak se také podstatně zvyšuje modul pružnosti, zatímco hodnota trvalé deformace se snižuje. V porovnání s komorovým tlakem je vliv deviatorického a smykového napětí na hodnotu modulu pružnosti menší. Při RLT zkoušce se používá jak konstantní, tak proměnlivý komorový tlak.

Akumulace axiální trvalé deformace je přímo úměrná deviatorickému napětí a nepřímo úměrná komorovému tlaku. Bylo zjištěno, že trvalá deformace zrnitých materiálů je definována určitým poměrem deviatorického a komorového napětí. Plastické přetvoření zrnitých materiálů při opakovaném zatížení není způsobeno náhlým zhroucením, jak je tomu u statických zkoušek, ale má plynulý průběh [4],[5].

2.7 RLT (cyklická triaxiální) zkouška

V cyklickém triaxiálním přístroji se aplikují na válcový vzorek známé hodnoty napětí. Takto modelovaný stav napjatosti odpovídá reakci na pojezd jednotlivého kola těžkého nákladního vozidla, v místě přímo pod kolem. Svislé napětí σ_1 představuje reakci na svislé zatížení od dopravy a boční napětí σ_3 , tzv. komorový tlak, který vyjadřuje odpor okolního materiálu vůči svislému dopravnímu zatížení. V reálné vozovce působí boční tlaky různé velikosti a platí vzájemný vztah $\sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3$. Zkoušení za těchto podmínek umožňuje pravý triaxiální přístroj. Pro potřeby běžného silničního laboratorního zkoušení se uvažuje rovnost bočních tlaků $\sigma_2 = \sigma_3$, vztah mezi napětími tedy zjednodušíme na $\sigma_1 > \sigma_2 = \sigma_3$. Na Obrázku 9 je uvedeno schéma napětí v zemině a napětí působící v triaxiálním přístroji [11].

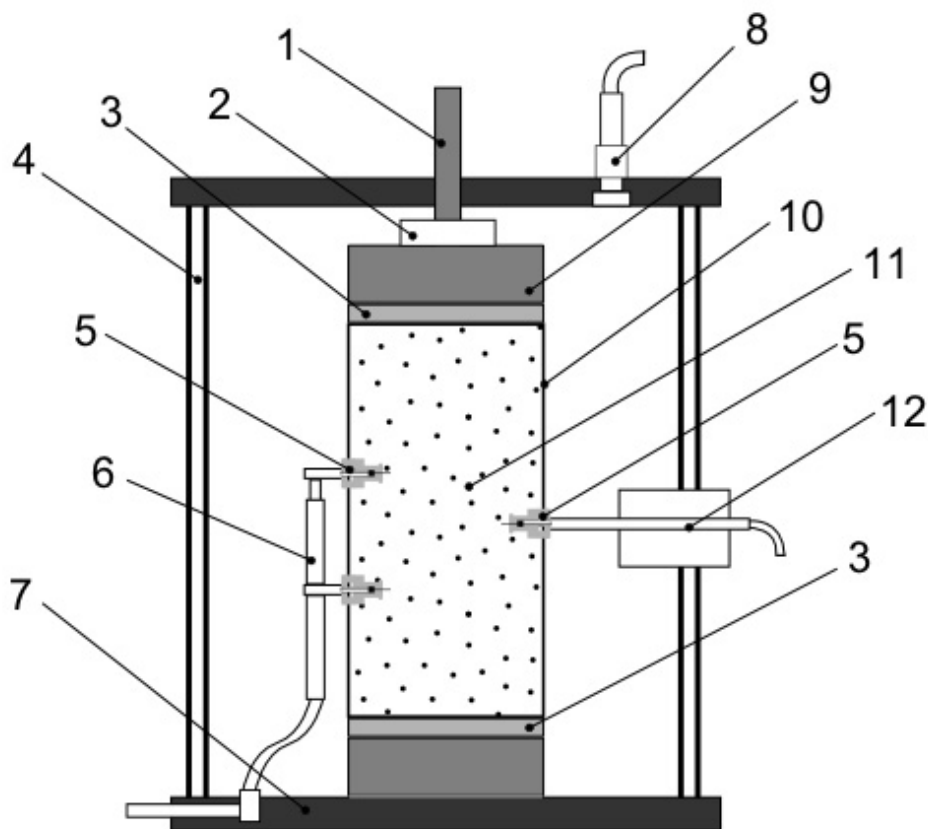


Obrázek 9: Schéma napětí působící v zemině a v triaxiálním přístroji

Zatížením se materiál deformuje plasticky (trvale) a elasticky (pružně), jejich sečtením se získá deformace celková. Pružná deformace, která po odlehčení vymizí, vypovídá o pružném chování materiálu.

Jak již bylo řečeno, RLT přístroj je určen pro testování půdních a zrnitých materiálů, nestmelených i stmelených. Na obrázku 10 je uvedeno typické uspořádání RLT přístroje. Axiální zatížení je většinou prováděno sinusoidálními svislými pulsy s krátkými klidovými periodami. Existují dvě metody měření. Jedná se o metodu s proměnlivým komorovým tlakem v závislosti na svislém zatížení, nebo metoda s konstantním komorovým tlakem.

Na válcový vzorek působí v triaxiální komoře při různých koncentracích napětí opakované zatěžování. Výstupem je graf závislosti deformace (přetvoření válcového vzorku) na počtu zatěžovacích cyklů pro dané koncentrace napětí.



Obrázek 10: Schéma komory triaxiálního přístroje

- | | | | |
|---|------------------------------------|----|-------------------------------------|
| 1 | zatěžovací píst | 7 | spodní deska |
| 2 | snímač síly | 8 | snímač a ventil komorového tlaku |
| 3 | porézní disky | 9 | horní deska |
| 4 | upínací tyče | 10 | membrána |
| 5 | stavěcí šrouby pro posuvné snímače | 11 | vzorek |
| 6 | axiální lineární snímače deformace | | radiální lineární snímače deformace |

2.7.1 Metody měření

Triaxiální zkoušky lze provádět za konstantního nebo proměnlivého komorového tlaku. Další metodou měření je vícestupňová triaxiální zkouška, při které se získají deformační křivky vzorku pro různé koncentrace napětí za konstantního komorového tlaku. Tato metoda se používá především pro stanovení trvalé deformace vzorku, tj. hloubky vyjetých kolejí ve vozovkách.

Postup měření při konstantním nebo proměnlivém komorovém tlaku je podrobně rozebrán v normě ČSN EN 13286-7.

Při metodě měření za konstantního komorového tlaku není komorový tlak, na rozdíl od metody měření za proměnlivého komorového tlaku, ve stejné fázi s osovým zatěžováním. Aplikované úrovně napětí za konstantního komorového tlaku pokrývají rozsah napětí, kterému je materiál vystaven v terénu. Pro zkoušku jsou možné dvě úrovně napětí:

- úroveň vysokého napětí s maximálním deviátorem napětí $\sigma_d = 340$ kPa; a
- úroveň nízkého napětí s maximálním deviátorem napětí $\sigma_d = 200$ kPa.

Použité tlakové metody, úrovně a dráhy napětí jsou uvedeny v experimentální části této práce.

2.8 Beton

Beton je nejrozšířenějším stavebním materiálem. Je ho možno považovat za kompozitní materiál, který se skládá z kameniva a cementové matrice, která pokrývá a spojuje jednotlivé částice kameniva. Kamenivo obvykle obsahuje nejméně dvě složky, tj. písek a štěrk (drcený kámen). Taktéž cementová matrice (cementová kaše) je tvořena minimálně dvěma složkami, tj. cement a voda. [14].

2.9 Portlandský cement

Cement je hydraulické pojivo, tj. jemně mletá anorganická látka, která po smíchání s vodou vytváří kaši, která tuhne a tvrdne v důsledku hydratačních reakcí a procesů. Po zatvrdnutí zachovává svojí pevnost a stálost také ve vodě [14].

Existuje více typů cementů, které dělíme podle převažující aktivní složky do tří základních skupin na cementy křemičitanové, hlinitanové a cementy speciální (silniční, přehradní, rozpínavé,...). Nejdůležitějším představitelem křemičitanových cementů je cement portlandský [15].

Portlandský cement je prášková látka šedé barvy, která se vyrábí výpalem surovinové moučky v cementářské peci na slínek, který se poté mele s přídavkem malého množství sádrovce ($\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$) nebo anhydritu (CaSO_4) v kulových mlýnech. Výsledná látka se nazývá Portlandský cement, který s přídavkem vody (přibližně 30 % hm.) vytváří lehce tvarovatelnou směs, která postupně ztrácí svou plasticitu (tvrdnutí) a následně se zpevňuje. Bez přídavku sádrovce nebo anhydritu by cementová kaše ztuhlala příliš rychle, proto se tyto látky označují jako retardéry tuhnutí [16].

2.9.1 Složení portlandského cementu

Portlandský cement se skládá z portlandského slínku a síranu vápenatého ve formě sádrovce, hemihydrátu nebo anhydritu. Portlandský slínek se vyrábí výpalem suroviny obsahující vhodný poměr CaO (63%), SiO_2 (20%), Al_2O_3 (6%) a Fe_2O_3 (3%), které spolu při vysokých teplotách přecházejí chemickou reakcí na čtyři základní složky portlandského cementu. Mimo hlavní oxidy pro výrobu slínku se ve vstupní surovině vyskytují také

minoritní oxidy MgO – oxid hořečnatý, TiO₂ – oxid titaničitý, Mn₂O₃ – oxid manganitý, K₂O – oxid draselný a Na₂O – oxid sodný [17].

Tabulka 1: Příklad fázového složení portlandského slínku

Název složky	Složení	Zkratka	Obsah [%]
Trikalciumsilikát	3CaO.SiO ₂	C ₃ S	10.8
Dikalciiumsilikát	2CaO.SiO ₂	C ₂ S	54.1
Trikalciumaluminát	3CaO.Al ₂ O ₃	C ₃ A	16.6
Tetrakalciumaluminátferit	4CaO.Al ₂ O ₃ .Fe ₂ O ₃	C ₄ AF	9.1

Tabulka 2: Zastoupení oxidů ve směsi pro výrobu portlandského slínku

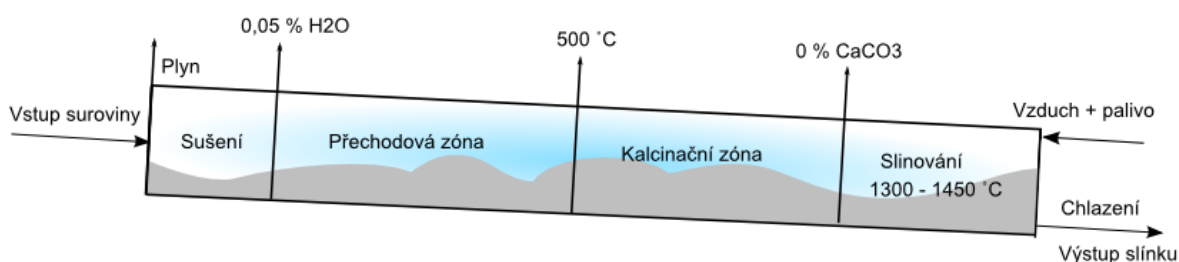
Oxid	CaO	SiO ₂	Al ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	SO ₃	MgO	Na ₂ O (K ₂ O)
Obsah [%]	63	20	6	3	2	1.5	1

2.9.2 Výroba portlandského slínku

Výrobní proces portlandského slínku začíná těžbou surovin. Hlavními surovinami jsou vápence a jílovité břidlice. Natěžené suroviny se nadrtí a dopraví se do míchacích nádrží, kde dochází k jejich první homogenizaci. Tento materiál se potom spolu s dalšími přísadami dávkuje do mlecího zařízení, kde se jeho mletím, drcením a sušením získá konečná směs o vhodném chemickém složení [Tabulka 1]. Před výpalem v rotační peci se směs opět homogenizuje. Zhomogenizovaná směs je dávkována do rotační pece při teplotě 900 – 1000 °C. V cementářské peci dochází k postupným chemickým reakcím vápna a silikátů za vzniku tuhých roztoků. Produktem těchto chemických procesů je slínek, který se utváří při teplotě 1450 °C [15],[18].

2.9.3 Chemické procesy v cementářské peci

Cementářská rotační pec je tvořena dlouhým, mírně nakloněným válcem, který se otáčí kolem své osy. Směs je dávkována do horní, chladnější části pece. Rotace cementářské pece způsobuje homogenizaci a postupný přesun materiálů do spodní části pece s hořákem, kde při daných teplotách dochází k tvorbě slínku, který pec opouští a ochlazuje se. Schéma cementářské pece s jednotlivými tepelnými zónami je uvedeno na Obrázku 11.



Obrázek 11: Schéma cementářské pece

Reakce, které probíhají v cementářské peci, mohou být rozděleny do tří skupin:

- rozklad suroviny – reakce až do teploty okolo 1300 °C,
- vznik alitu (trikalciumsilikátu) a další reakce při teplotách od 1300 do 1400 °C, a
- ochlazování slínku.

2.9.3.1 Rozklad suroviny

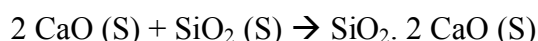
Při rozkladu suroviny dochází postupně k vypařování vody, ke kalcinaci vápence (ztrátě oxidu uhličitého), rozkladu křemičitanových a hlinitokřemičitanových frakcí a ke tvorbě tekutých sulfátových fází.

V cementářské peci dochází nejdříve k vypařování vody. Voda se odpařuje přibližně do třetiny délky cementářské pece a až poté dochází ke kalcinaci.

Rozklad uhličitanu vápenatého a uvolnění oxidu uhličitého za atmosférického tlaku probíhá při teplotě 894 °C. Teplota rozkladu uhličitanu vápenatého se za přítomnosti křemene a produktů rozkladu jílovitých materiálů snižuje v cementářské peci na 500 – 600 °C. Přenos tepla během kalcinace v cementářské peci probíhá ve velkém objemu suroviny. Není to ideální situace, protože uvolněný oxid uhličitý uniká na povrch a teplo se přenáší dovnitř materiálů. Proto se při výpalu používá před-kalcinovaný materiál. Před-kalcinace je mnohem účinnější, protože surovina je dispergována v horkém plynu a její kalcinace probíhá během několika sekund, namísto několika desítek minut v rotační peci při stejné teplotě.



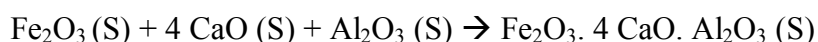
Během kalcinace dochází také k reakcím vzniklého oxidu vápenatého s dalšími složkami vstupního materiálů. Počátečním produktem těchto reakcí je belit (dikalciumsilikát). Dochází také ke vzniku kalciumaluminátových, feritových a dalších přechodných fází, které se však v tavicím pásmu cementářské pece opět rozkládají. Tyto přechodné fáze se proto nenacházejí v konečném produktu (slínku), ale výrazně přispívají ke vzniku konečným slínkových minerálů.



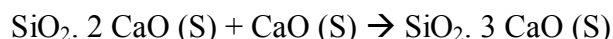
2.9.3.2 Vznik alitu při teplotě 1300 – 1450 °C (tavicí zóna)

V tavicí zóně probíhají reakce při teplotě nad 1300 °C velmi rychle. Slínek vznikne v tavicí zóně v průběhu 10-20-ti minut.

Při teplotě okolo 1300 °C začíná vzrůstat podíl slínkové taveniny, až do teploty 1450 °C, kdy obsah taveniny činí 20 – 30 %. Tavenina vzniká z roztavených feritových, aluminátových a belitových fází. Nadbytek taveniny způsobuje shlukování částic a tvorbu uzlin. Při těchto teplotách dochází také k rozkladu přechodných fází a vzniku především aluminátových fází, které se tak stávají součástí taveniny a poté belitu (dikalciumsilikátu).



Alit (trikalciumsilikát) vzniká buď přeměnou belitu nebo přímo z oxidu vápenatého a oxidu křemičitého. Jakmile se teplota slínku dostane nad 1400 °C, obě reakce proběhnou velmi rychle.



V tavicí zóně dochází dále k vypařování těkavých fází. Jsou to především alkalické sulfáty a malé množství alkalických chloridů. Tyto látky ve formě plynů putují zpět do spodní (chladnější) části rotační pece, kde kondenzují, dostávají se do tavicí zóny a opět se odpařují. Recirkulace těkavých látek je problematická, jelikož kondenzáty pár způsobují slepování částic ve spodní části pece. Těkavé látky, které se v tavicí zóně nevypaří, zůstanou součástí slínku jako inkluze.

2.9.3.3 Ochlazování slínku

Během ochlazování slínku dochází ke krystalizaci tekuté fáze a vzniku alitu (trikalciumsilikátu – C₃A), ferritu (C₄AF) a malého množství belitu (dikalciumsilikátu – C₂S).

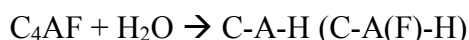
Rychle ochlazování taveniny způsobuje především vznik reaktivních silikátu a slínek má lepší hydraulické vlastnosti. Při pomalém ochlazování vznikají hrubé krystaly aluminátu a feritu a silikáty s horšími hydraulickými vlastnostmi. Velmi pomalé ochlazování vede k rozkladu alitu na belit a oxid vápenatý.

2.9.4 Procesy při hydrataci a tvrdnutí portlandského cementu

Portlandský slínek obsahuje dvě kalciumsilikátové (C₂S a C₃S) a dvě kalciumaluminátové fáze (C₃A a C₄AF). Zatímco aluminátové fáze mají vliv především na počátek tuhnutí, silikátové fáze mají největší vliv při tvrdnutí cementové pasty [19].

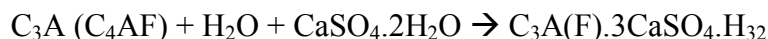
2.9.4.1 Hydratace aluminátu

Fáze C₃A a C₄AF reagují po smísení s vodou na hydratovaný kalcium-aluminát (C-A(F)-H gel). Je to směs hydratačních produktů kalciumaluminátu (C₃AH₆, C₂AH₈,...) a kalciumferritu, kde oxid železitý nahrazuje oxid hlinitý.



Fáze C₃A a C₄AF reagují s vodou velmi rychle. Tím se dosáhne rychlé ztráty plasticity cementové pasty a nárůstu počátečních pevností, které jsou však velmi malé. Tyto malé pevnosti jsou přisuzovány morfologii C-A-H gelu, který má převážně listovitý tvar.

Aby se zamezilo předčasnému tvrdnutí čerstvého betonu, přidává se do cementu za účelem zpomalení hydratační rychlosti aluminátu sádrovec (CaSO₄·2H₂O). Optimální množství sádrovce se pohybuje mezi 7 – 8 % hmotnosti cementu.



Sádrovec působí jako zpomalovač tuhnutí a ovlivňuje nejen kinetiku reakce, ale také vede ke vzniku nového reakčního produktu – ettringitu (C₃A(F).3CaSO₄·H₃₂) namísto C-A-H gelu.

Ettringit zpomaluje hydrataci kalciumaluminátu tak, že tvoří na povrchu hydratujících zrn dočasně stabilní ochrannou vrstvu, zabraňující další rychlé hydrataci. Bez přídavku sádrovce by došlo k vytvoření listovitých produktů hydratace kalciumaluminátů, které vytváří spojení mezi částicemi cementu a mají za následek rychlou ztrátu plasticity čerstvého betonu [16],[17].

2.9.4.2 Hydratace silikátů

Alit (trikalciumsilikát) a belit (dikalciumsilikát) reagují s vodou za vzniku hydratovaného kalciumsilikátu (C-S-H gelu) a hydroxidu vápenatého (CH). Hydratované kalciumsilikáty jsou těžko identifikovatelné amorfni sloučeniny o složení $C_3S_2H_3$, $C_5S_6H_5$,...



Rychlost hydratace C_3S je větší než rychlost hydratace C_2S . Množství hydroxidu vápenatého vznikající při hydrataci C_3S je také větší (30-40%) než je tomu u C_2S , který má menší obsah vápníku (10-15%).

Za pevnost a tvrdost betonu jsou zodpovědná především vlákna C-S-H gelu, která se v průběhu reakce nejdříve formují na povrchu kalciumsilikátu. V tomto stádiu je systém stále relativně tekutý. V dalším průběhu reakce dochází k další hydrataci kalciumsilikátu a k nárůstu C-S-H vláken, která se začínají dotýkat C-S-H vláken vytvářejících se na přilehajících zrnech C_2S a C_3S . Systém ztrácí svou původní plasticitu. Tato fáze se nazývá počátek tuhnutí. Díky pokračující hydrataci kalciumsilikátů se délka C-S-H vláken nadále zvětšuje. Proplétání vláken C-S-H gelu má pak za následek vytvrzování systému a narůstání pevnosti vznikajícího betonu [16].

2.10 Kamenivo

Charakteristika vlastností kameniva výrazně ovlivňuje vlastností betonu, protože kamenivo tvoří přibližně 80 % celkového objemu betonu. Hlavními charakteristickými rysy kameniva, které ovlivňují vlastnosti čerstvého a zralého betonu jsou:

- rozměry a tvar kameniva
- zrnitost
- absorpce
- pevnost a tvrdost
- houževnatost

2.10.1 Rozměry a tvar kameniva

Hrubé kamenivo má značný vliv na chování jak čerstvého, tak zralého betonu. Podlouhlé a neobrobené částice hrubého kameniva vykazují vysokou mezerovitost, proto je potřeba více písku (drobného kameniva) k zaplnění těchto mezer, a tím pádem i větší množství vody a větší obsah cementu. Následkem toho se snižuje pevnost zralého betonu. Orientace podlouhlých částic také zkracuje životnost betonu a zvyšuje riziko povrchové koroze. Použitím kulovitých částic hrubého kameniva má za následek zlepšení vlastností betonu a také snížení obsahu cementu o 4 – 5 %.

Tvar a rozměry jemného kameniva mají vliv na zpracovatelnost čerstvého betonu a taktéž na pevnost a životnost zralého betonu. Tvar, rozměry a povrchová struktura jemného kameniva má na vlastnosti betonu mnohem větší vliv než je tomu u kameniva hrubého. Kulovité částice mají menší měrný povrch než částice ploché a protažené. Následkem toho je při použití kulovitých částic vyžadován menší obsah cementu a vody a zlepšuje se zpracovatelnost směsi a pevnost zralého betonu. Na zpracovatelnost má také vliv povrchová struktura kameniva. Hrubě opracované kamenivo vyžaduje kvůli většímu měrnému povrchu větší obsah vody pro danou zpracovatelnost. Použití hrubě opracovaného kameniva vede k větší mezerovitosti, na druhou stranu se zpevňují vazby mezi kamenivem a následkem toho se dosahují větší pevnosti, zejména pevnosti v ohybu.

2.10.2 Zrnitost kameniva

Kamenivo musí mít distribuci velikosti částic takovou, aby nejjemnější částice kameniva vyplňovaly intersticiální mezery mezi kamenivem hrubším. Dosáhne se tím nejmenší mezerovitosti kostry kameniva. Nejmenší mezery se vyplní cementovou kaší. Po vytvrdnutí vznikne monolitický materiál (beton) „pevný jako kámen“.

Zrnitost neboli distribuce velikosti částic, má vliv na hutnost, mezerovitost, zpracovatelnost, segregaci, životnost a další vlastnosti betonu.

Rovnoměrná distribuce částic má za následek lepší zpracovatelnost směsi, lepší zhutnitelnost a menší permeabilitu betonu (větší odolnost proti korozi) než kamenivo přetržité zrnitosti. Dále kamenivo o rovnoměrné distribuci částic vyžaduje ke zpracování méně cementové kaše a zmenšuje se smrštění zralého betonu. Smrštění se také zmenší přidávkou hrubého kameniva, což ale vede ke vzniku většího počtu mikrotrhlin. Množství hrubého a jemného kameniva musí být proto v rovnováze. Hrubé i jemné kamenivo musí mít rovnoměrnou zrnitost. Pokud je jemné kamenivo příliš hrubé, dojde k segregaci směsi, pokud je příliš jemné, zvyšuje se množství záměsové vody.

Správná distribuce velikosti částic závisí nejen na velikosti, ale také na tvaru kameniva. Vliv zrnitosti na pevnost betonu je sporná. Vysokých pevností betonu lze totiž dosáhnout jak rovnoměrnou distribucí velikosti částic tak s kamenivem o přetržité distribuci.

2.10.3 Absorpce, pevnost a tvrdost

Pórovitost kameniva má vliv především na životnost betonu. Absorpce vody a její následné zamrznutí v pórech částic kameniva způsobuje povrchové praskání jednotlivých částic.

Kamenivo s malou pórovitostí vede k menší absorpci a menšímu smršťování dozrávajícího betonu. Absorpce může být tedy považována za ukazatel bezvadnosti kameniva.

Pevnost a tvrdost kameniva má přímý vliv na chování zralého betonu. Pevnost je taktéž určena pevností cementového pojiva nebo transitní zóny mezi pojivem a kamenivem. Pevnost v tahu a za ohybu betonu současně ovlivňuje nejen tvar a velikost, ale také modul pružnosti kameniva. Čím větší je modul pružnosti kameniva, tím menší je výsledná pevnost za ohybu betonu [16][19].

3 EXPERIMENTÁLNÍ ČÁST

Experimentální část diplomové práce byla provedena v certifikovaných laboratořích stavební fakulty Vysokého učení technického v Brně. Materiály použité pro tato měření byla dodána firmou EUROVIA CS, a.s.

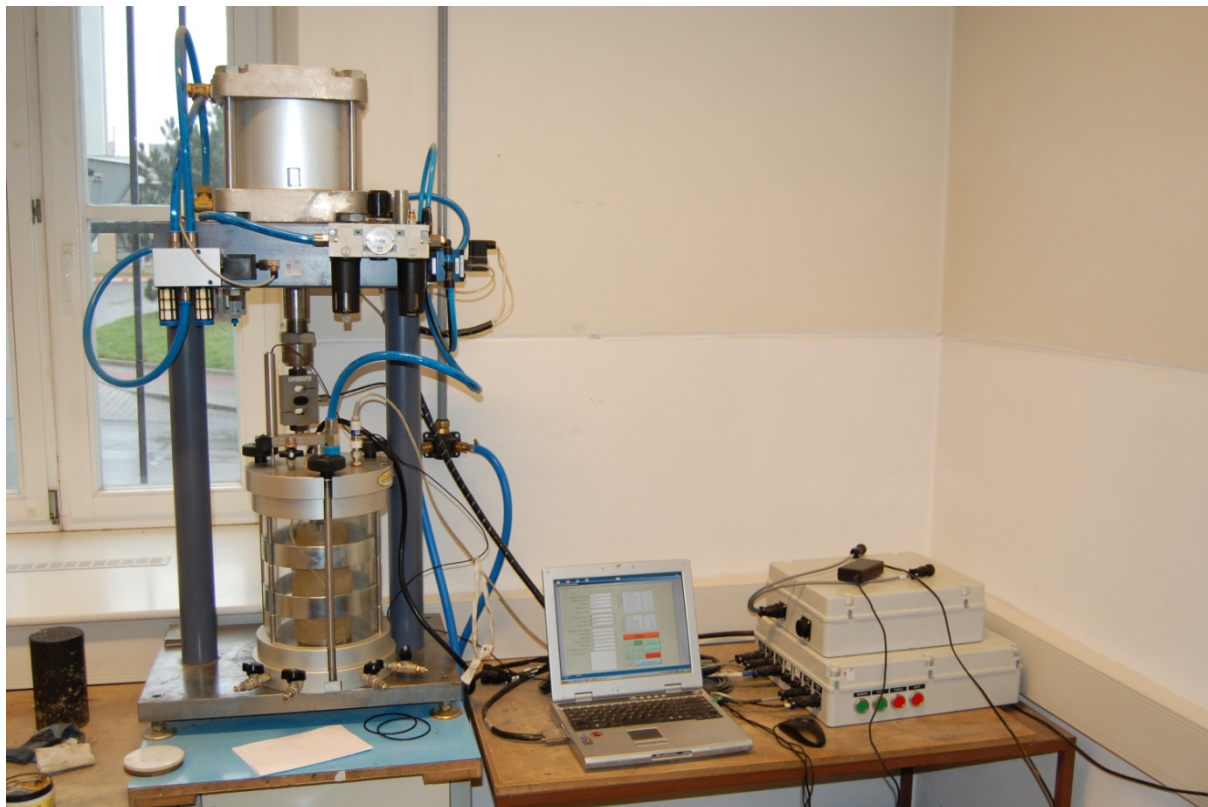
3.1 Úvod

Tato kapitola diplomové práce je, stejně jako kapitola předcházející, rozdělena do dvou částí. První část se zabývá zkouškou kameniva pomocí RLT přístroje, stanovením modulu pružnosti z naměřených hodnot. Kamenivo o maximální velikosti zrna 32 mm určeno pro zkoušky bylo odebráno z kamenolomu v obci Chornice v březnu 2009. Triaxiální zkoušce předcházelo ještě stanovení distribuce velikosti částic, maximální objemové hmotnosti a optimální vlhkosti při zhutnění. Z důvodu maximální velikosti připravovaných vzorků pro zkoušení v triaxiálním přístroji se použilo pouze kamenivo o maximální velikosti částic 16 mm. Za optimálních podmínek, tj. maximální objemové hmotnosti při zhutnění, se tato část také zabývá stanovením modulu pružnosti nestmeleného kameniva v různém čase po zhutnění, tedy za různého obsahu vlhkosti a vlivem stupně nasycení při hutnění. V závěru pak bude posouzena vhodnost kameniva pro použití jako podložní vrstva dopravních komunikací.

Druhá kapitola se zaměřuje na posouzení vlivu triaxiální deformace nestmeleného kameniva různých distribucí velikosti částic na pevnost betonu, jehož kostru tvoří stejné kamenivo, které je použito pro triaxiální zkoušku. Pro tento experiment byly použity 4 druhy kameniva. Čedičové kamenivo o zrnitosti 0-2 mm z Všeclap, štěrkopískové kamenivo o frakci 0-4 mm ze Straškova a spilitové kamenivo ze Sýkořic o frakcích 4-8 mm a 8-16 mm. Jednotlivé frakce kameniva byly spolu v určitém poměru smíseny a za stejných podmínek (vlhkost při zhutnění, vlhkost při zkoušení) byl stanoven modul pružnosti jednotlivých vzorků. Modul pružnosti byl stanoven na šesti vzorcích o různém obsahu jednotlivých frakcí kameniva. Tato kapitola, jak již bylo zmíněno, se zabývá vlivem modulu pružnosti nestmeleného kameniva v triaxiálním namáhání na vlastnosti betonu (pevnost v tlaku a pevnost v tahu za ohybu), jehož plnivem bylo kamenivo stejné distribuci velikosti částic kameniva, jako u triaxiální zkoušky. Připravené betonové trávce měly stejný vodní součinitel, stejný obsah plastifikátoru i provzdušňovacích přísad. Vliv deformačního chování kameniva při opakovaném zatížení na vlastnosti betonu byl zkoumán při 7 a 28 denních pevnostech betonu.

3.2 RLT přístroj

Triaxiální zkouška opakovaným zatěžováním byla provedena v silniční laboratoři fakulty stavební Vysokého učení technického v Brně na cyklickém triaxiálním přístroji. Uspořádání měřicího zařízení je uvedeno na Obrázku 12.

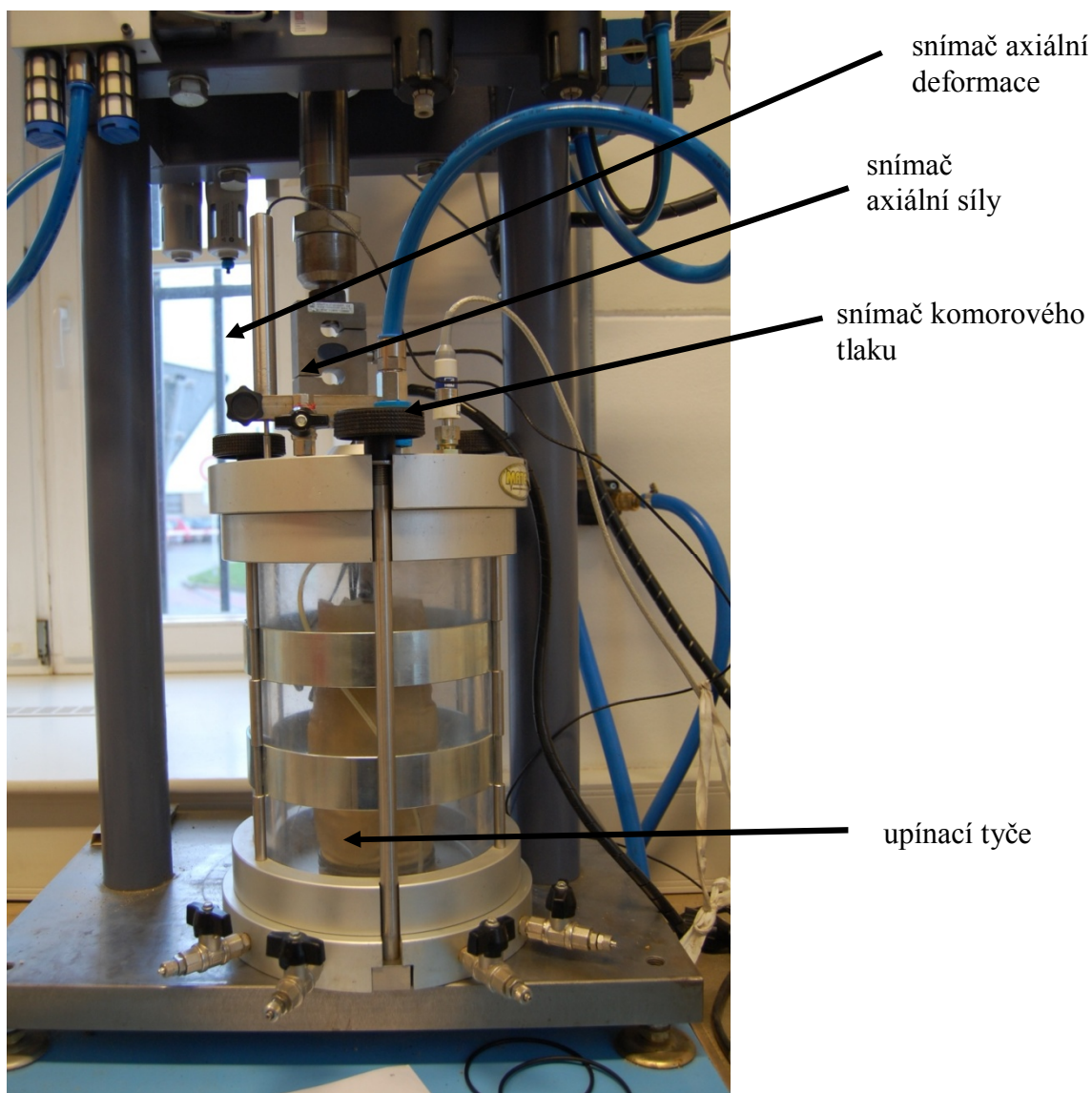


Obrázek 12: Uspořádání měřicího zařízení

Pravá strana zařízení je tvořena řídicí jednotkou a počítačem se speciálním softwarem TRIAXIAL pro zaznamenávání hodnot a vykreslování grafů v průběhu měření.

Na levé straně je samotný triaxiální přístroj tvořen rámem, na němž je shora uchyceno zatěžovací zařízení. Na spodní podstavě je uchycena triaxiální komora, na kterou působí zatěžovací píst zatěžovacího zařízení. Mezi zatěžovacím zařízením a pístem jsou umístěny snímače axiální síly a axiální deformace. Na horní podstavě triaxiální komory je umístěn snímač komorového tlaku. Uvnitř triaxiální komory jsou navíc umístěny snímače radiální deformace, které v době měření nebyly ještě připraveny k použití.

Připravený vzorek byl umístěn mezi porézní disky a utěsněn membránou. Na spodní podstavu komory byla poté umístěna samotná triaxiální komora. Pomocí upínacích tyčí byla nakonec triaxiální komora utěsněna mezi spodní a horní podstavu komory.



Obrázek 13: Triaxiální tlaková komora

Při měření byla použita metoda konstantního komorového tlaku při nízké úrovni napětí. Komorový tlak a deviatorické napětí při kondicionování bylo zvoleno pro každý vzorek tak, aby vzorek vydržel prvních 10 000 zatěžovacích cyklů a ustálila se v něm deformace. Podmínky při kondicionování vzorků a dráhy napětí jsou uvedeny v kapitolách zabývajících se zkoušením jednotlivých vzorků.

Jak již bylo řečeno, k zaznamenávání hodnot měřených triaxiálním přístrojem slouží počítač se speciálním softwarem TRIAXIAL. Tento software zaznamenává během měření aktuální hodnotu komorového tlaku, deviatorického napětí, axiální síly a deformace testovaného vzorku. Vnější axiální deformace je zaznamenávána pomocí vnějšího snímače axiální deformace jak při zatěžování vzorků, tak při jeho odlehčení. V triaxiální komoře jsou přítomny také vnitřní snímače axiální a radiální deformace, které v době měření nebyly ještě plně funkční. Tyto hodnoty jsou pomocí softwaru již také zaznamenávány.

Triaxiální přístroj zeminový

Pokus Výsledky Graf Použité tlakové metody Nastavení programu Program

Název / označení pokusu: Tomášbl1

Datum a čas pokusu: 20.2.2009

Adresář dat: C:\data

Soubor protokolu: Protokol.dat

Měření prováděl:

Původní délka vzorku: 198,00 mm

Průměr vzorku: 100,00 mm

Hmotnost vzorku: 0,300 kg

Identifikace a povaha materiálu:

Zrnatost materiálu:

Velikost vzorku:

Metoda přípravy vzorku: lisování do formy

Vlhkost vzorku w: x %

Suchá objemová hmotnost Ro_d:

Poznámky, odchylky ...

Aktuální hodnoty snímačů

Komorový tlak	0,85	kPa
Síla deviatoru	-0,01	kN
Ax. deformace vnější	10,57	mm
Ax. deformace vnitř. 1	8,43	mm
Ax. deformace vnitř. 2	8,50	mm
Ax. deformace vnitř. 3	9,85	mm
Rad. deformace 1	-4,26	mm
Rad. deformace 2	-4,11	mm

Tabulka cyklu

Cyklus celkově	0	
Řádek tabulky	0	
Cyklus v řádku tabulky	0	
Tlak v komoře minimální	150,0	kPa
Tlak v komoře maximální	150,0	kPa
Tlak deviatoru minimální	0,0	kPa
Tlak deviatoru maximální	200,0	kPa

Není Pokus

NAHORU STLAČIT START POKUSU / AUTOMAT

DOLŮ ODLEHČIT UKONČI ŘÁDEK

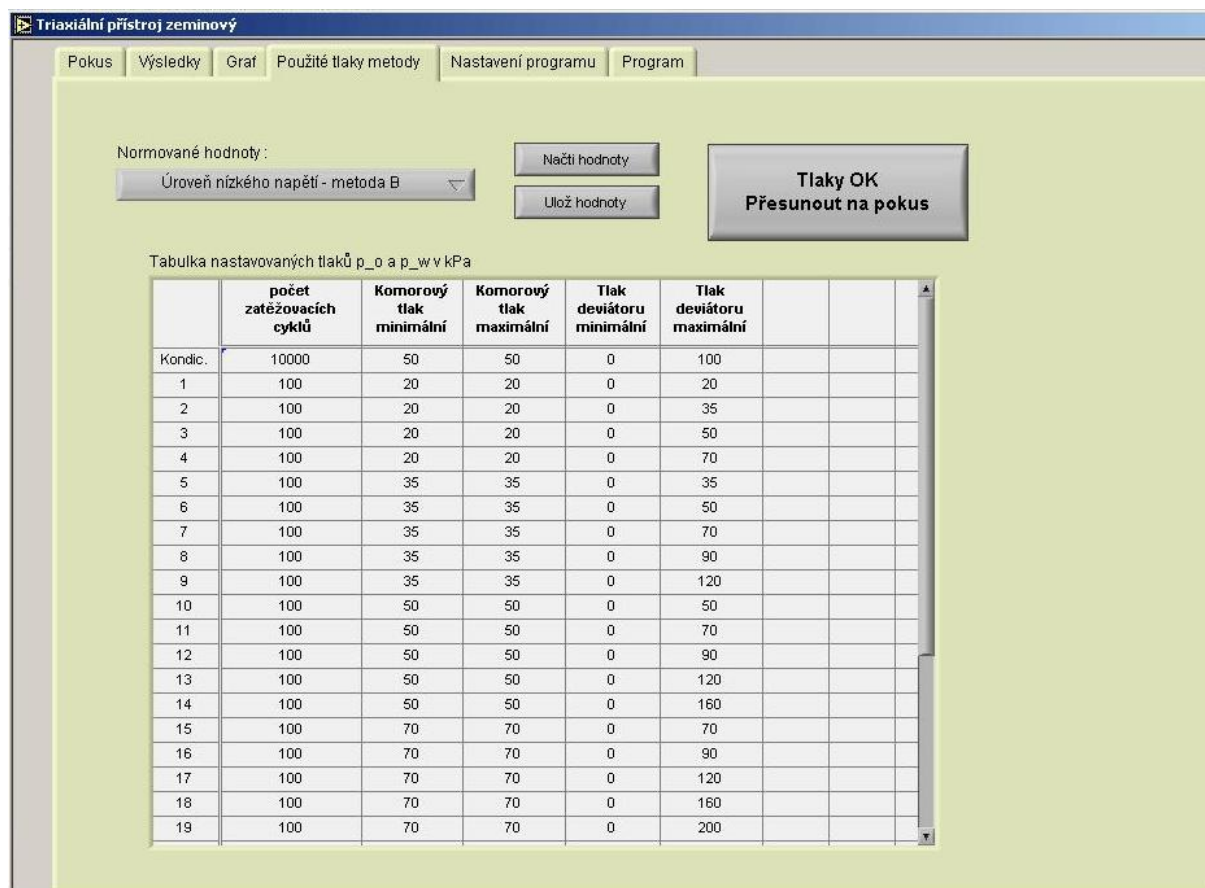
DEVIATOR PŘÍTLAK JEDEN CYKLUS STOP POKUSU

ZKOUŠKA KOMORY KONEC PROGRAMU

Obrázek 14: Software TRIAXIAL - záložka Pokus

Na obrázku 14 je zobrazena záložka Pokus softwaru TRIAXIAL. Pravá část okna zobrazuje aktuální hodnoty přetvoření měřených pomoci snímačů deformací a hodnoty komorového a deviatorického napětí při zatížení a odlehčení při daném cyklu zatěžování. V levé části okna se nastavují podmínky měření a parametry testovaného vzorku.

Obrázek 15 zobrazuje záložku Použité tlakové metody. Tato karta je určena pro výběr normované metody měření a úpravu počtu zatěžovacích cyklů, deviatorických napětí a komorových tlaků. V této diplomové práci byla zvolena metoda B (konstantní komorový tlak) a úroveň nízkého napětí. Počet zatěžovacích cyklů při kondicionování byl snížen z původních 20000 na 10000 cyklů. Komorový tlak a deviatorické napětí bylo sníženo na hodnotu, při které vzorek vydrží 10000 cyklů a dojde k ustálení axiální deformace.



Obrázek 15: Software TRIAXIAL - záložka Použité tlakové metody

Aktuálně měřené hodnoty jsou zobrazovány v záložce Výsledky. Tyto hodnoty se ukládají do souborů „Výsledky.csv“, ze kterých byly poté výpočty stanoveny moduly pružnosti a přetvoření vzorků a vyneseny grafy závislosti deformace na počtech zatěžovacích cyklů, poměrného přetvoření na svislém napětí (pracovní diagram) a graf závislosti modulu pružnosti na svislém (axiálním) napětí.

3.3 Triaxiální zkouška nestmeleného kameniva CH09

Stanovení vlastností kameniva Chornice 0-32, příprava vzorků a RLT zkouška byla provedena na Fakultě stavební Vysokého učení technického v Brně, v laboratoři ústavu pozemního stavitelství.

Původně byly vzorky pro RLT zkoušku připraveny z kameniva Chornice 0-32, které bylo odebráno z lomu Chornice v říjnu 2008 (CH08). Kamenivo mělo větší obsah odplavitelných částic než kamenivo odebráno v březnu 2009 (CH09). Bylo to způsobeno tím, že kamenivo bylo uskladněno ve venkovních prostorech v průběhu zimních měsíců, což způsobilo odplavení jemného podílu částic. Kamenivo CH08 bylo po stanovení distribuce velikosti částic podrobeno RLT zkoušce, jejíž výsledky se odlišovaly od výsledku kameniva CH09, které bude tématem této kapitoly. Výsledky RLT zkoušky kameniva CH08 byly stanoveny za neplatné. V průběhu měření se totiž zjistilo, že RLT přístroj udává nesprávné výsledky z důvodu chybného nastavení snímače komorového tlaku v programu TRIAXIAL. Komorový tlak v RLT přístroji měl při všech cyklech měření stejnou hodnotu a v tomto případě se zcela

odlišoval od podmínek měření stanovených v normě ČSN EN 13286-7. Tento problém byl objeven při analýze výstupního protokolu o měření. V okamžiku zjištění chyby nastavení softwaru již nebylo k dispozici dostatek kameniva CH08 pro opětovné provedení celé série pokusu a proto bylo nutné použít pro RLT zkoušku vyhovující výše uvedené normě kamenivo CH09.

3.3.1 Kamenivo

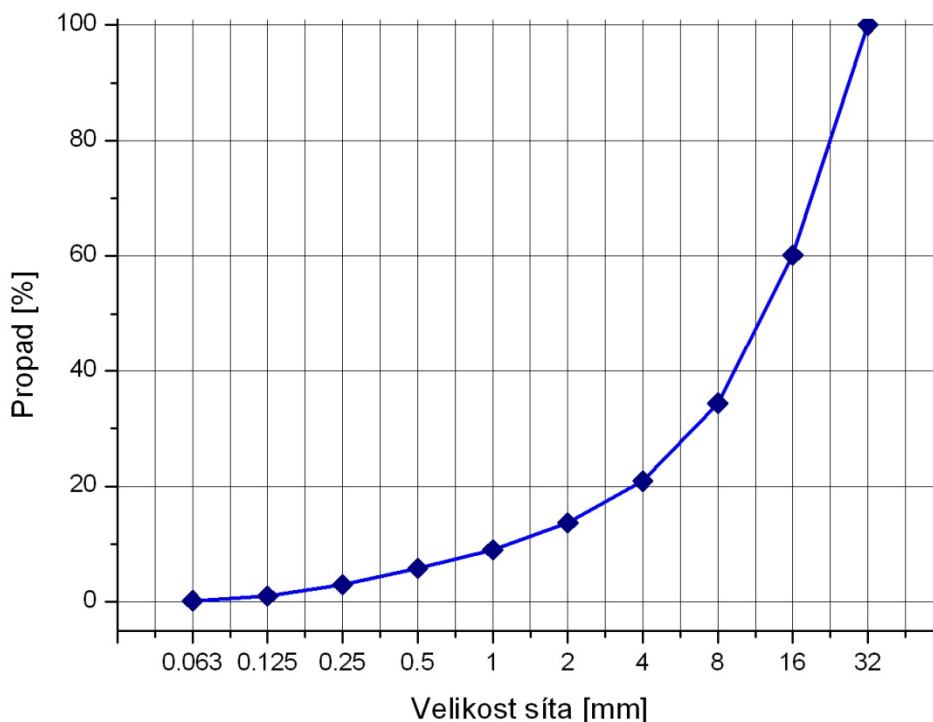
Vlastnosti kameniva odebraného z kamenolomu v Chornicích (CH09) byly stanoveny v celé frakci 0-32 mm. Pro přípravu vzorků a RLT zkoušku bylo použito pouze kamenivo CH09 o frakci 0-16 mm (Obrázek 16), z důvodu omezené maximální velikosti zrna, které je dáno rozměrem testovaného vzorků.



Obrázek 16: Kamenivo CH09 (frakce 0-16)

3.3.1.1 Distribuce velikostí částic

Distribuce velikostí částic kameniva CH09 byla stanovena dle normy ČSN EN 933-1: Zkoušení geometrických vlastností kameniva – Část 1: Stanovení zrnitosti – Sítový rozbor. Procentuální zastoupení odplavitelných částic bylo stanoveno na $f = 5,4 \%$.



Obrázek 17: Křivka zrnitosti kameniva CH09

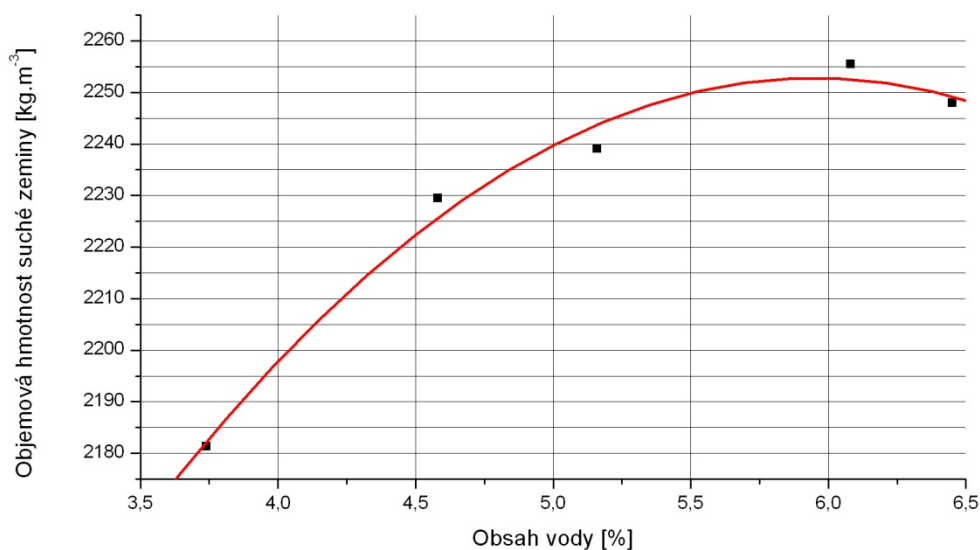
3.3.1.2 Proctorova zkouška

Proctorova zkouška kameniva CH09 byla provedena podle normy ČSN EN 13286-2: Nestmelené směsi a směsi stmelené hydraulickými pojivy – Část 2: Zkušební metody pro stanovení laboratorní srovnávací objemové hmotnosti a vlhkosti – Proctorova zkouška.

Pro stanovení optimální vlhkosti při maximálním zhutnění byla použita modifikovaná Proctorova zkouška. Parametry modifikované Proctorovy zkoušky byly stanoveny tak, aby specifická energie při zhutnění vzorku byla v souladu s výše uvedenou normou. Parametry zkoušky jsou uvedeny v tabulce [Tabulka 3].

Tabulka 3: Parametry Proctorovy zkoušky

Hmotnost pěchu	4500 g
Hmotnost moždíře	2200 ± 2 g
Výška dopadu moždíře	305 mm
Počet úderu na vrstvu	37
Počet vrstev	5



Obrázek 18: Graf Proctorovy zkoušky optimální vlhkosti při zhutňování

Při optimální vlhkosti 6 % je hodnota maximální objemové hmotnosti suché zeminy $\rho_d = 2253 \text{ kg.m}^{-3}$. Maximální objemová hmotnost vlhké zeminy při optimální vlhkosti je $\rho = 2388 \text{ kg.m}^{-3}$.

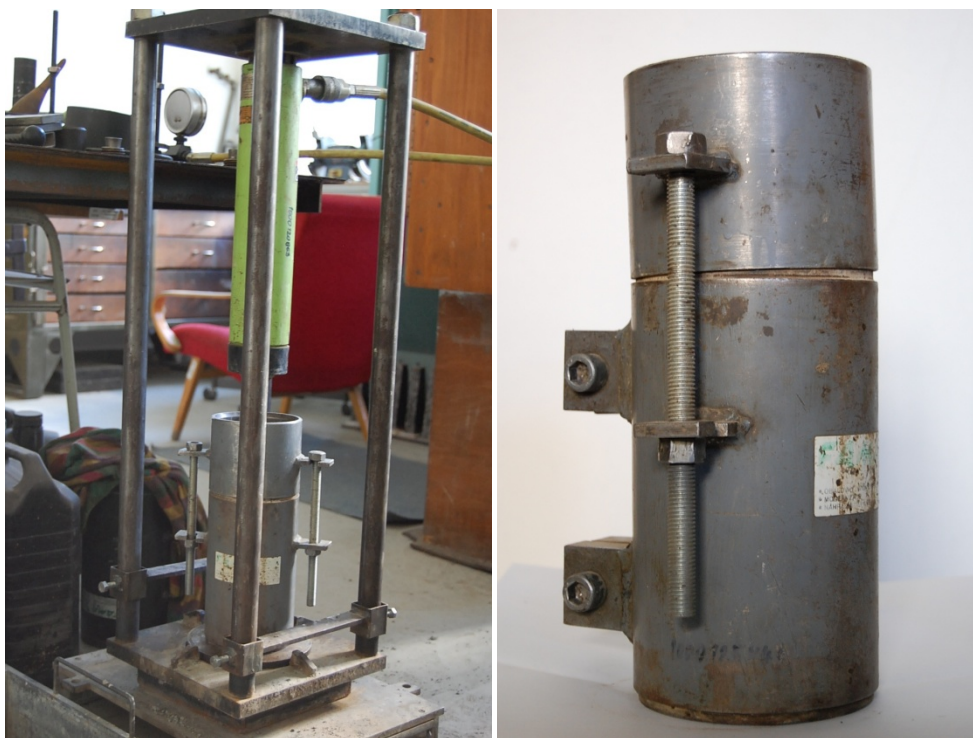
3.3.2 Příprava vzorků

Vzorky z hrubozrnné zeminy CH09 byly připraveny metodou lisování do formy o vnitřním průměru 100 mm a výšce 200 mm (Obrázek 19). Norma ČSN EN 13286-7 udává, že vzorky musí mít průměr větší než je pětinašobek maximální velikosti částice kameniva a dvojnásobnou výšku, než je průměr vzorku. Pro přípravu vzorků bylo tedy použito kamenivo frakce 0-16.

Kamenivo pro přípravu vzorků bylo nejdříve navlhčeno na optimální vlhkost stanovenou modifikovanou Proctorovou zkouškou, zhutněno lisováním a byla provedena triaxiální zkouška. Takto připravený vzorek nevydržel ani kondicionování při sníženém deviatorickém napětí (20 kPa) a komorovém tlaku (20 kPa). Lisování vzorků bylo tedy prováděno 24 hodin po navlhčení kameniva a jeho saturaci pod vzduchotěsným obalem. Zkouška byla také provedena 1 hodinu po navlhčení a saturaci pod vzduchotěsným obalem, protože se uvádí, že čas pro saturaci tohoto typu kameniva je dostačující.

Zhutnění lisováním kameniva s malým podílem jemných částic je výhodné, oproti zhutnění vibračním kladivem a zhutnění metodou Proctor standard, protože vzorek není připravován po vrstvách a nedochází proto u triaxiální zkoušky k porušování v místě spojů hutněných vrstev.

Lisování do formy bylo prováděno silou 400 kN po dobu 10 minut. Vzorek byl pomocí lisu vytlačen z formy (Obrázek 19) a připraven na triaxiální zkoušku.



Obrázek 19: Hydraulický lis a forma na lisování vzorku

Celkem bylo testováno 5 vzorků z hrubozrnného kameniva CH09 o malém podílu jemných částic. Všechny vzorky byly hutněny lisováním za optimální vlhkosti. Jednotlivé vzorky se odlišovaly stupněm saturace kameniva při zhutňování a obsahem vlhkosti při RLT zkoušce. Vliv ztráty vlhkosti (zpevnění vzorku) na modul pružnosti testovaného kameniva byl testován ihned po vylisování, poté po 24 a po 48 hodinách po vylisování vzorků z formy. Tyto vzorky byly ponechány na vzduchu za normálních laboratorních podmínek po stanovenou dobu. Před zkouškou byl stanoven úbytek vlhkosti (desaturace, odpaření vody) vzorků. Následující tabulka uvádí označení a parametry jednotlivých vzorků určených pro RLT zkoušku.

Tabulka 4: Parametry vzorků pro RLT zkoušku

Označení vzorku	Saturace [h]	Desaturace [h]	Vlhkost při RLT zkoušce [%]
CH091A	1	0	6 (optimální)
CH091B	24	0	6
CH092A	1	24	1,56
CH092B	24	24	1,94
CH093	24	48	1,22

3.4 Vliv modulu pružnosti nestmeleného kameniva na pevnost betonu

Cílem této kapitoly bylo zhotovit z kameniva o různých distribucích velikosti částic vzorky pro triaxiální zkoušku a stanovit jejich modul pružnosti. Ze stejného kameniva byly potom připraveny betonové trámce se stejnou distribucí velikosti částic, jako vzorky pro triaxiální zkoušku. Všechny betonové trámce byly připravovány za stejných podmínek, tj. stejný vodní součinitel, obsah plastifikátoru a provzdušňovacích přísad. Byla stanovena 7 denní a 28 denní pevnost v tahu za ohybu a pevnost v ohybu jednotlivých betonových

trámců. Nakonec byl posouzen vliv modulu pružnosti nestmeleného kameniva na pevnost betonu.

Betonové trávce byly připravovány a testovány na Fakultě stavební Vysokého učení technického v Brně v certifikované laboratoři ústavu technologie stavebních hmot a dílců.

Celkem bylo připraveno 6 vzorků, které se odlišovaly zastoupením jednotlivých frakcí kameniva. Modul pružnosti byl stanoven na vzorcích 24 hodin po jejich přípravě. Vzorky zkoušené ihned po jejich přípravě nevydržely ani kondicionování při komorovém tlaku 20 kPa a deviátor napětí 20 kPa, což bylo způsobeno chybějícím podílem jemných hlinitých částic, které jsou při optimální vlhkosti zodpovědné za soudržnost zhutněného vzorku.

Betonové trávce byly připraveny o šesti různých složeních kostry kameniva. Každý vzorek byl připraven 3 krát pro 7 i 28 denní zkoušku pevnosti. Celkem bylo tedy připraveno 36 betonových trámů o rozměrech 10x10x40 cm.

Vyhodnocení vlivu modulu pružnosti nestmeleného kameniva na pevnost betonu bylo prováděno z rozsahu modulu pružnosti a průměrných hodnot pevností v tlaku za ohybu a pevností v tlaku.

3.4.1 Kamenivo

Kamenivo, cement, plastifikátor i provzdušňovací přísady, které byly použity pro tento experiment, byly dodány firmou EUROVIA CS a.s. Doručeno bylo kamenivo, které se používá pro zhotovování betonových prefabrikátu o čtyřech různých frakcích. Vlastnosti kameniva jsou uvedeny v Tabulce 5.

Tabulka 5: Kamenivo použito pro posouzení vlivu modulu pružnosti na pevnost betonu

Frakce [mm]	0 - 2	0 - 4	4 - 8	8 - 16
Lokalita	Všechlapy	Straškov	Sýkořice	Sýkořice
Hornina	Čedič	Štěrkopísek	Spilit	Spilit

3.4.2 Příprava a zkoušení vzorků

Vzorky pro triaxiální zkoušku byly připraveny tak, aby všechny frakce kameniva u jednotlivých vzorků dohromady vážily přibližně 3,5 kg, což bylo potřebné množství kameniva pro zhotovení vzorku pro triaxiální zkoušku. Vlhkost všech vzorků při zhutňování byla 5 hm. %. Zhutňování bylo prováděno po 1 hodině saturace. Procentuální zastoupení jednotlivých frakcí kameniva s označením jednotlivých vzorků je uvedeno v Tabulce 6.

Tabulka 6: Zastoupení jednotlivých frakcí kameniva ve vzorcích

Č. vzorku	Zastoupení jednotlivých frakcí kameniva testovaných vzorků			
	0 – 2 [kg/%]	0 – 4 [kg/%]	4 – 8 [kg/%]	8 – 16 [kg/%]
1	0,15/4,3	1,53/43,7	1,05/30	0,77/22
2	0,17/5	1,02/30	0,68/20	1,53/45
3	0,17/5	1,23/35	1,23/35	0,88/25
4	0,35/10	1,225/35	1,925/55	-
5	-	1,75/50	1,75/50	-
6	1,75/50	1,75/50	-	-

Ke zhotovení betonových trámců byl použit cement CEM 52,5 N Mokrý.

Procentuální zastoupení jednotlivých frakcí kameniva pak bylo použito pro navážky pro přípravu betonových trámců. Betonové trámce byly zhotovovány při vodním součiniteli 0,38, přičemž byl u každého z nich zachován poměr plastifikátoru a provzdušňovacích přísad k množství kameniva, vody i cementu. Pro přípravu betonových trámců byla použita kovová forma o rozměrech 10x10x40 cm.

Zkouška pevnosti v tahu za ohybu byla provedena pomocí lisu o vzdálenosti podpěr 300 mm. Přelomené vzorky byly použity ke zkoušce pevnosti v prostém tlaku (Obrázek 20).



Obrázek 20: Lisy pro zkoušku pevnosti v tahu za ohybu a pevnosti v prostém tlaku

4 VÝSLEDKY A DISKUZE

Cílem RLT zkoušky bylo stanovit modul pružnosti a deformační chování kameniva CH09. Dále byl zkoumán vliv doby saturace a vlhkosti kameniva při RLT zkoušce. Testováno bylo 5 vzorků kameniva CH09, které se odlišovaly dobou saturace a dobou, při které byly ponechány za normálních podmínek na vzduchu od doby přípravy vzorku (viz. Tabulka 4).



Obrázek 21: Vzorek CH091A a vzorek CH091B před zkouškou



Obrázek 22: Vzorek CH092A a vzorek CH092B před zkouškou



Obrázek 23: Vzorek CH093 před zkouškou

Vzorky připravené ke zkoušce, které se, jak již bylo řečeno, odlišovaly ve stupni nasycení a obsahu vlhkosti, jsou zobrazeny na Obrázku 21 – 23.

Při měření byla použita metoda B: konstantní komorový tlak a nízká úroveň napětí (Tabulka 7). Dráhy napětí byly pro každý vzorek stejné. Při jednotlivých dráhách napětí bylo

na vzorek aplikováno 100 zatěžovacích cyklů. Odlišovaly se však podmínky při kondicionování vzorků, tj. aplikování zatěžovacích cyklů do ustálení trvalých deformací vzorků. U zemin totiž dochází k nárůstům trvalých deformací již při nízkých napětích a teprve po jejich ustálení se chovají pružně. Počet zatěžovacích cyklů při kondicionování byl u všech vzorků nastaven na hodnotu 10000, která byla dostačující k ustálení trvalých deformací.

Tabulka 7: Nastavení tlaků při kondicionování vzorků

Označení vzorku	Komorový tlak [kPa]	Deviátor napětí [kPa]	Svislé napětí [kPa]
CH091A	20	50	70
CH091B	20	50	70
CH092A	50	70	120
CH092B	50	70	120
CH093	50	70	120

Tabulka 8: Úroveň nízkého napětí pro pružné chování (metoda B)

Dráha napětí	Komorový tlak σ_3 [kPa]	Deviátor napětí σ_d [kPa]		Svislé napětí σ_1 [kPa]
		min.	max.	
1	20	0	20	40
2	20	0	35	55
3	20	0	50	70
4	20	0	70	90
5	35	0	35	70
6	35	0	50	85
7	35	0	70	105
8	35	0	90	125
9	35	0	120	155
10	50	0	50	100
11	50	0	70	120
12	50	0	90	140
13	50	0	120	170
14	50	0	160	210
15	70	0	70	140
16	70	0	90	160
17	70	0	120	190
18	70	0	160	230
19	70	0	200	270
20	100	0	90	190
21	100	0	120	220
22	100	0	160	260
23	100	0	200	300
24	100	0	240	340
25	150	0	120	270
26	150	0	160	310
27	150	0	200	350
28	150	0	240	390
29	150	0	300	450

4.1 Stanovení modulu pružnosti

Modul pružnosti je závislý na napětí, které působí na vzorek a na jeho přetvoření. V případě triaxiální zkoušky je modul pružnosti dán vztahem:

$$E_r = \frac{(\sigma_1^r)^2 + \sigma_1^r \sigma_3^r - 2(\sigma_3^r)^2}{\sigma_1^r \varepsilon_1^r + \sigma_3^r \varepsilon_3^r - 2\sigma_3^r \varepsilon_3^r} \quad (27)$$

kde,

E_r = modul pružnosti,

σ_1^r = pružné axiální napětí ($\sigma_1^r = \sigma_{1 \max} - \sigma_{1 \min}$),

$\sigma_{1 \min}$ = minimální hodnota pružného axiálního napětí během zatěžovacího cyklu,

$\sigma_{1 \max}$ = maximální hodnota pružného axiálního napětí během zatěžovacího cyklu,

σ_3^r = pružné radiální napětí ($\sigma_3^r = \sigma_{3 \max} - \sigma_{3 \min}$),

$\sigma_{3 \min}$ = minimální hodnota pružného radiálního napětí během zatěžovacího cyklu,

$\sigma_{3 \max}$ = maximální hodnota pružného radiálního napětí během zatěžovacího cyklu,

ε_1^r = pružné axiální přetvoření, a

ε_3^r = pružné radiální přetvoření.

Radiální snímače deformace nebyly při měření zapojeny. Vztah pro stanovení modulu pružnosti se proto zjednoduší na výsledky tvar:

$$E_r = \frac{\sigma_{1 \max} - \sigma_{1 \min}}{\varepsilon_1^r} \quad (28)$$

Pomocí softwaru TRIAXIAL, který byl popsán v předešlé kapitole, byly zaznamenávány a ukládány hodnoty následujících veličin:

- celková deformace při stlačení ε_c ,
- komorový tlak při stlačení σ_3^s a odlehčení σ_3^o ,
- deviátor napětí při stlačení q^s a odlehčení q^o , a
- trvalá deformace při odlehčení ε_t .

Hodnota pružné deformace byla stanovena z rozdílu trvalé deformace při stlačení a trvalé deformace při odlehčení podle vztahu:

$$\varepsilon_e = \varepsilon_c - \varepsilon_t \quad (29)$$

Pružné osově (axiální) napětí bylo vypočteno pomocí následující rovnice:

$$\sigma_1^r = (q^s - q^0) + \sigma_3^s \quad (30)$$

Výsledné hodnoty modulu pružnosti jsou průměry ze 100 vypočítaných hodnot pro každou dráhu napětí.

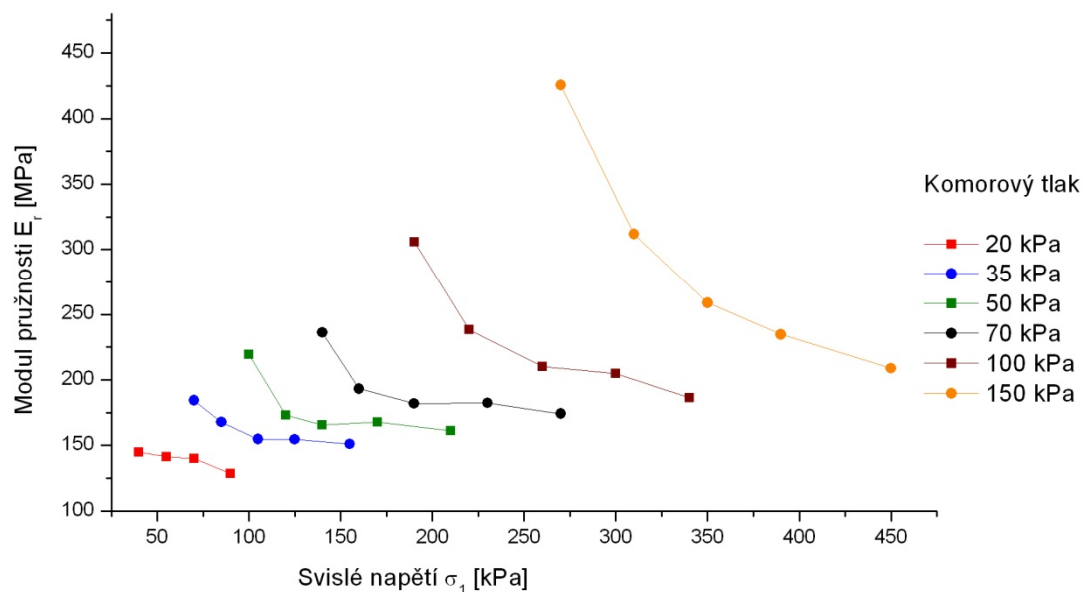
Tabulka 9: Výsledné hodnoty modulu pružnosti

Dráha napětí	E_r CH091A [MPa]	E_r CH091B [MPa]	E_r CH092A [MPa]	E_r CH092B [MPa]	E_r CH093 [MPa]
1	145.08	119.23	228.25	164.19	205.82
2	141.22	115.92	191.89	177.12	201.67
3	140.16	126.23	200.79	210.21	231.04
4	128.51	133.75	223.08	239.84	274.91
5	184.36	173.63	264.52	279.87	305.06
6	167.89	154.30	255.02	281.33	298.14
7	154.75	155.98	265.35	293.14	342.03
8	154.66	158.66	263.29	327.75	368.59
9	151.10	157.51	250.02	335.60	372.13
10	219.23	219.94	302.92	316.21	371.24
11	173.26	180.81	258.75	320.21	375.40
12	165.65	178.99	269.92	364.05	395.74
13	167.96	179.00	277.19	388.60	443.26
14	161.07	175.54	267.72	391.05	442.24
15	236.12	256.86	328.00	484.24	656.34
16	193.26	223.29	293.74	423.24	585.98
17	181.89	200.02	301.70	442.14	591.89
18	182.33	197.03	315.43	486.83	626.61
19	174.16	189.63	300.04	489.82	616.15
20	305.97	348.39	386.13	534.18	1210.99
21	238.31	270.52	340.65	515.69	1036.01
22	210.34	233.71	352.58	545.99	967.74
23	204.81	226.55	366.78	578.50	926.44
24	186.23	218.69	359.61	557.29	849.49
25	425.49	450.52	494.75	687.55	1721.78
26	311.74	370.29	420.71	638.48	1614.87
27	258.95	307.37	428.72	664.94	1546.84
28	234.67	285.66	429.84	686.52	1286.42
29	208.86	262.02	402.43	662.58	1191.21

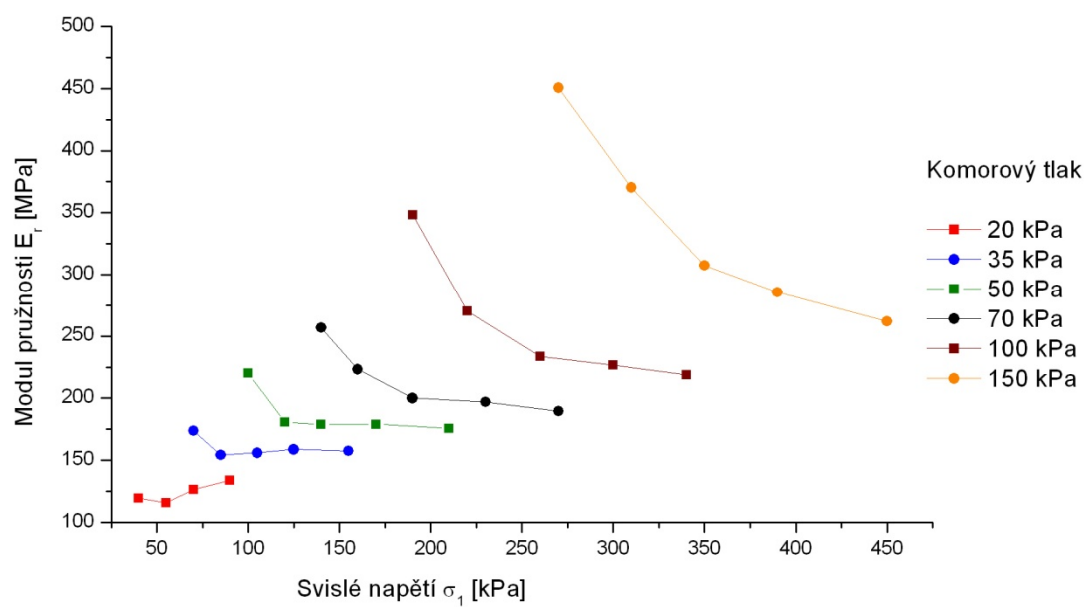
Z vypočítaných hodnot vyplývá, že modul pružnosti postupně narůstá se zvyšujícím se aplikovaným napětím. Bylo také zjištěno, že modul pružnosti roste s klesajícím obsahem vlhkosti ve vzorku. Je to dáno tím, že během ztráty vlhkosti dochází ke zpevňování vzorků důsledkem zvýšení negativních pórových tlaků vysycháním zeminy, a to především díky jemnému podílu částic. Modul pružnosti se také zvyšuje se vzrůstajícím nasycením kameniva. Vzorky, které byly po dobu 24 hodin uzavřeny vzduchotěsným obalem, dosáhly vzhledem

k povaze materiálu (hrubozrnné kamenivo s malým podílem jemných částic) úplného nasycení. Postačující doba pro nasycení tohoto druhu materiálu se pohybuje okolo 2 hodin. Proto je také důležité, s ohledem na velikost modulu pružnosti, dosáhnout úplného nasycení kameniva.

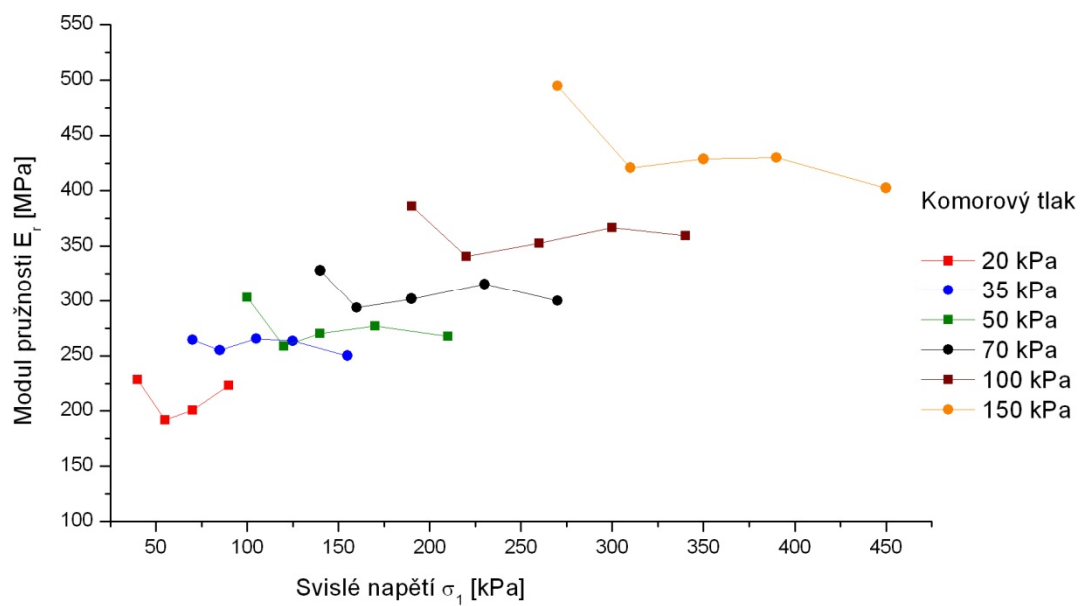
Závislost modulu pružnosti na axiálním (svislém) napětí je zobrazena na Obrázcích 24 – 28, na kterých lze názorně pozorovat vzrůst modulu pružnosti se zvyšujícím se komorovým tlakem a jeho pokles se současným zvyšováním axiálního (svislého) napětí.



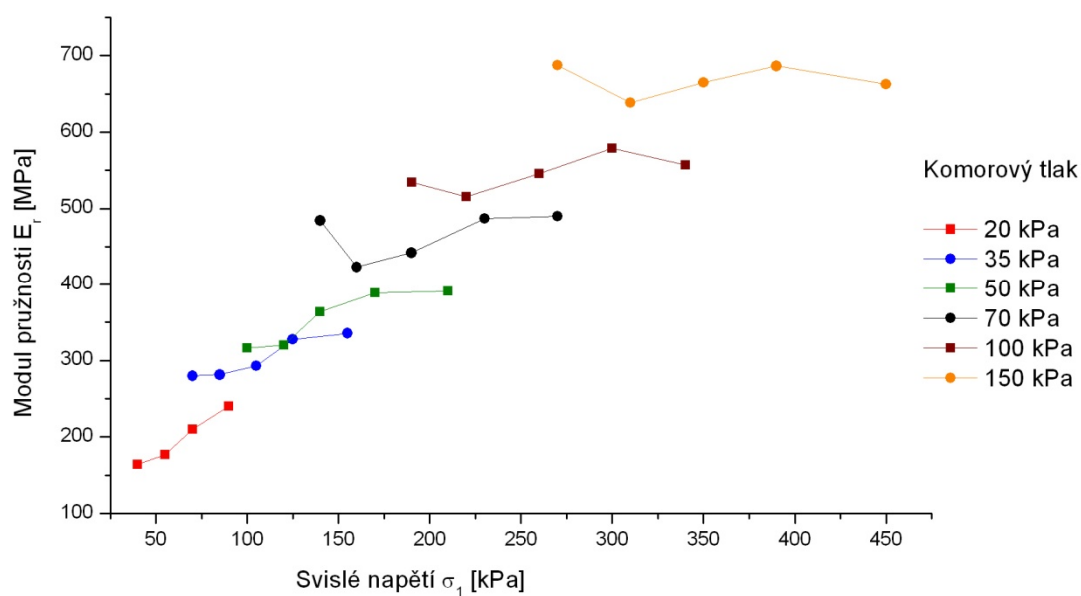
Obrázek 24: Modul pružnosti - CH091A



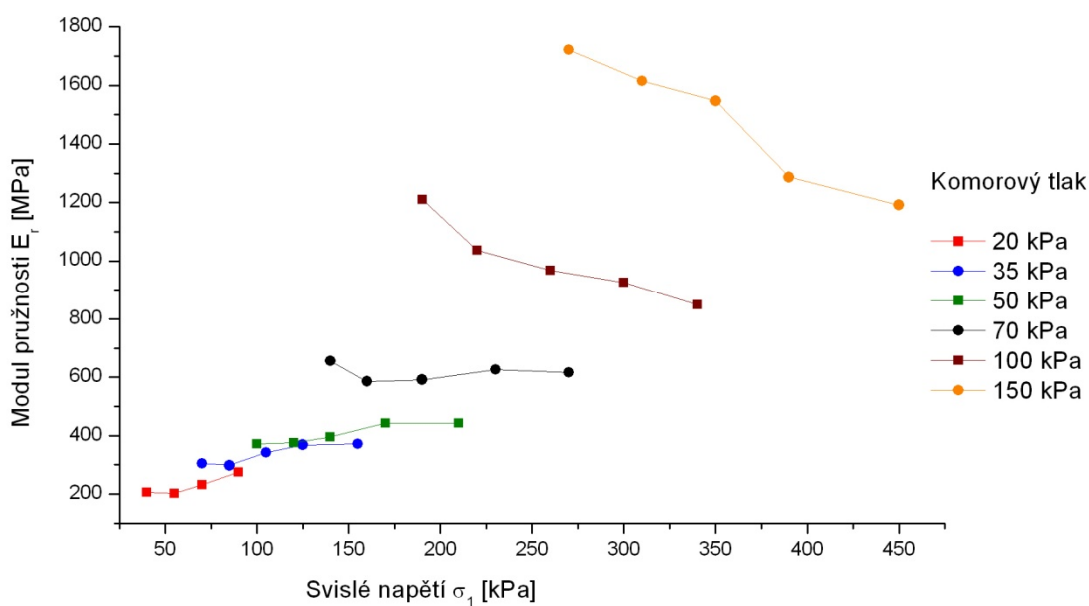
Obrázek 25: Modul pružnosti - CH091B



Obrázek 26: Modul pružnosti - CH092A



Obrázek 27. Modul pružnosti - CH092B



Obrázek 28: Modul pružnosti - CH093

Hodnoty modulu pružnosti postupně narůstají se snižujícím se poměrem deviatorického napětí ke komorovému tlaku. Největší hodnoty modulu pružnosti byly naměřeny při deviatorickém napětí 120 kPa a komorovém tlaku 150 kPa. Následující kapitola se zabývá závislostí svislého napětí na poměrném přetvoření vzorku.

4.2 Deformační chování nestmeleného kameniva

Jak již bylo řečeno, kamenivo se při RLT zkoušce deformuje jak plasticky (trvale) tak elasticky (pružně). Při zatěžování je důležité, aby byly trvalé deformace testovaného vzorku a tedy i poměrné přetvoření (podíl pružné deformace a původní výšky vzorku) co nejmenší. Hodnota pružné deformace byla stanovena ze vztahu:

$$\varepsilon_e = \varepsilon_c - \varepsilon_t \quad (31)$$

kde,

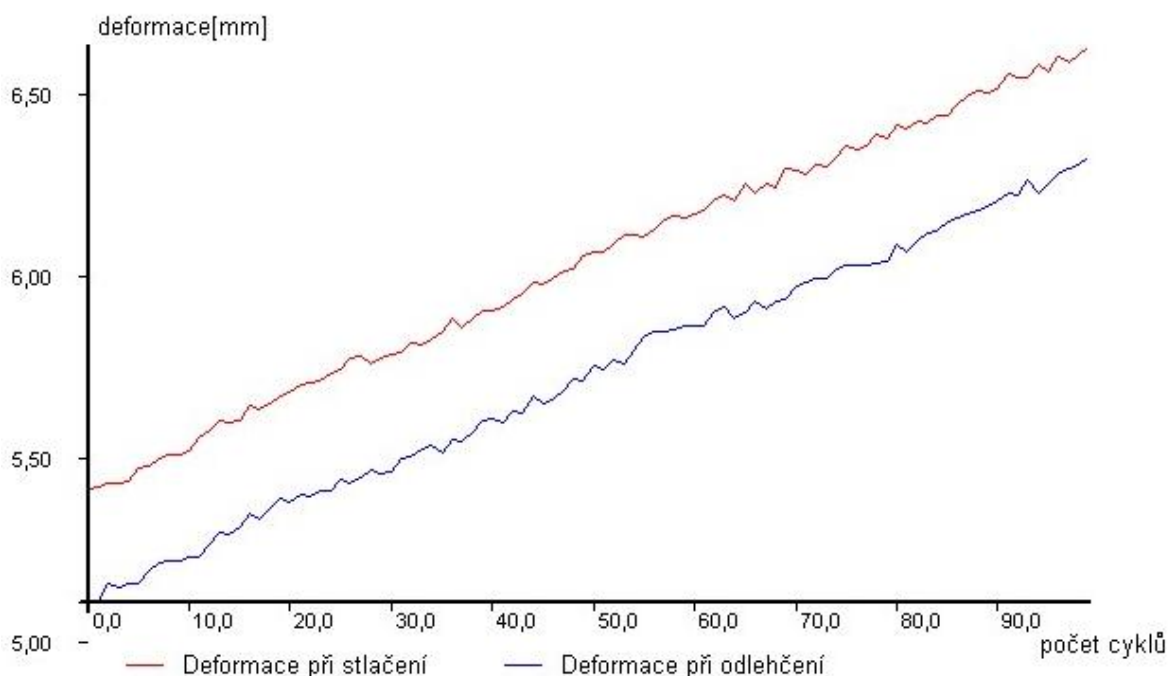
ε_c = deformace při stlačení, a

ε_t = deformace při odlehčení.

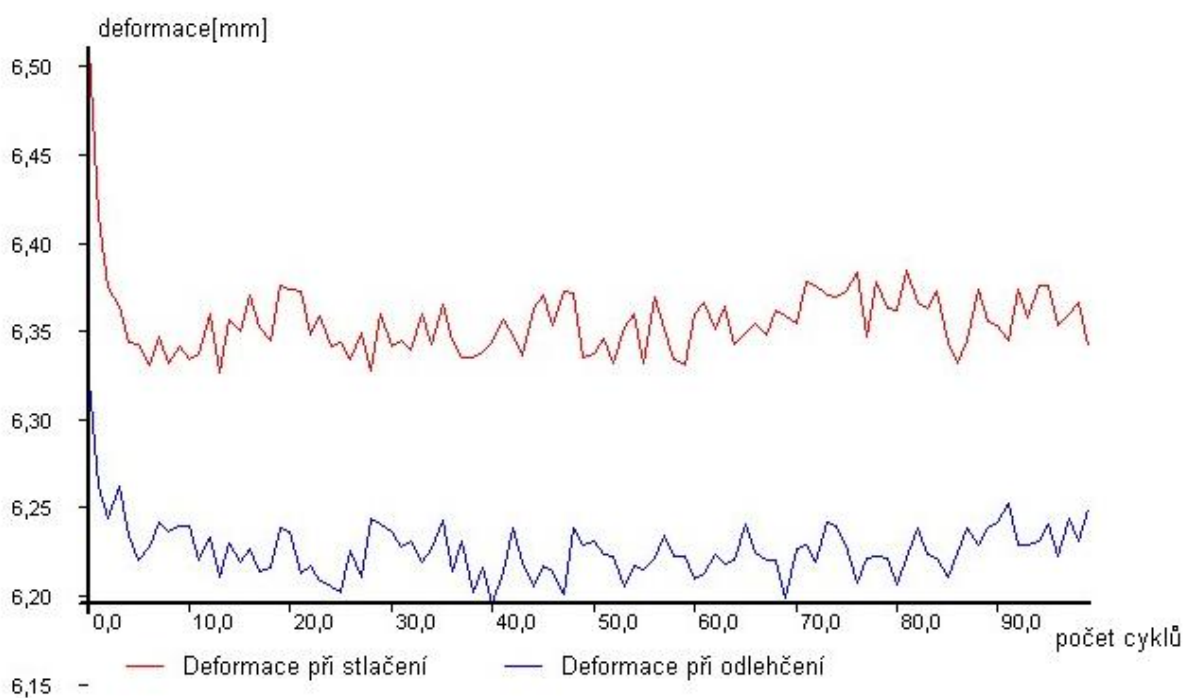
Tabulka 10: Výsledné hodnoty poměrného přetvoření

Dráha napětí	ε CH091A [%]	ε CH091B [%]	ε CH092A [%]	ε CH092B [%]	ε CH093 [%]
1	0.03091	0.03846	0.02064	0.03001	0.02308
2	0.04221	0.05014	0.03118	0.03425	0.02950
3	0.05280	0.05818	0.03744	0.03598	0.03270
4	0.07299	0.06870	0.04244	0.04015	0.03482
5	0.04260	0.04270	0.02922	0.02927	0.02513
6	0.05439	0.05761	0.03587	0.03300	0.03032
7	0.07013	0.06917	0.04174	0.03806	0.03269
8	0.08199	0.08005	0.04937	0.04068	0.03577
9	0.10367	0.09972	0.06378	0.04811	0.04355
10	0.04959	0.04909	0.03589	0.03400	0.02939
11	0.07144	0.06830	0.04824	0.03977	0.03413
12	0.08655	0.08026	0.05380	0.04068	0.03703
13	0.10241	0.09612	0.06263	0.04523	0.04002
14	0.13146	0.12079	0.07968	0.05505	0.04890
15	0.06141	0.05688	0.04499	0.03204	0.02433
16	0.08498	0.07351	0.05627	0.03964	0.02944
17	0.10602	0.09648	0.06490	0.04479	0.03400
18	0.12744	0.11764	0.07418	0.04882	0.03898
19	0.15583	0.14307	0.09102	0.05631	0.04522
20	0.06448	0.05714	0.05170	0.03780	0.01843
21	0.09397	0.08345	0.06608	0.04467	0.02359
22	0.12456	0.11264	0.07486	0.04918	0.02820
23	0.14731	0.13325	0.08267	0.05315	0.03384
24	0.18402	0.15678	0.09558	0.06216	0.04121
25	0.06554	0.06005	0.05757	0.04182	0.01615
26	0.10098	0.08546	0.07491	0.05015	0.02163
27	0.13648	0.11520	0.08250	0.05399	0.02463
28	0.16727	0.13781	0.09166	0.05777	0.03164
29	0.21670	0.17266	0.11259	0.06882	0.03902

Z rovnice 28 pro stanovení modulu pružnosti vyplývá, že hodnota modulu pružnosti bude větší, čím menší bude poměrné přetvoření testovaného vzorku. Jak bylo uvedeno výše, program TRIAXIAL zaznamenává v průběhu měření deformace vzorků v závislosti na počtu zatěžovacích cyklů pro každou dráhu napětí. Tyto závislosti názorně ukazují, při jakých zatíženích dochází k nárůstům trvalých deformací v materiálu (Obrázek 29 a Obrázek 30).



Obrázek 29: Nárůst trvalé deformace ve vzorku CH091A při 19. dráze napětí



Obrázek 30: Nárůst trvalé deformace ve vzorku CH091A při 20. dráze napětí

Z příkladu závislosti deformace na počtu zatěžovacích cyklů uvedených na obrázcích lze usoudit, že při konstantním komorovém tlaku roste deformace vzorku se zvyšujícím se deviatorickým napětím. Platí, že se zvyšujícím se poměrem deviatorického napětí a komorového tlaku dochází k rychlejšímu růstu deformací se zvyšujícím se počtem zatěžovacích cyklů. Při snížení deviatorického napětí se kamenivo značně elasticky (vratně) deformuje. Dlouhodobé vystavení kameniva vysokým deviatorickým napětím vede nakonec k porušení vzorku vlivem narůstajících deformací.



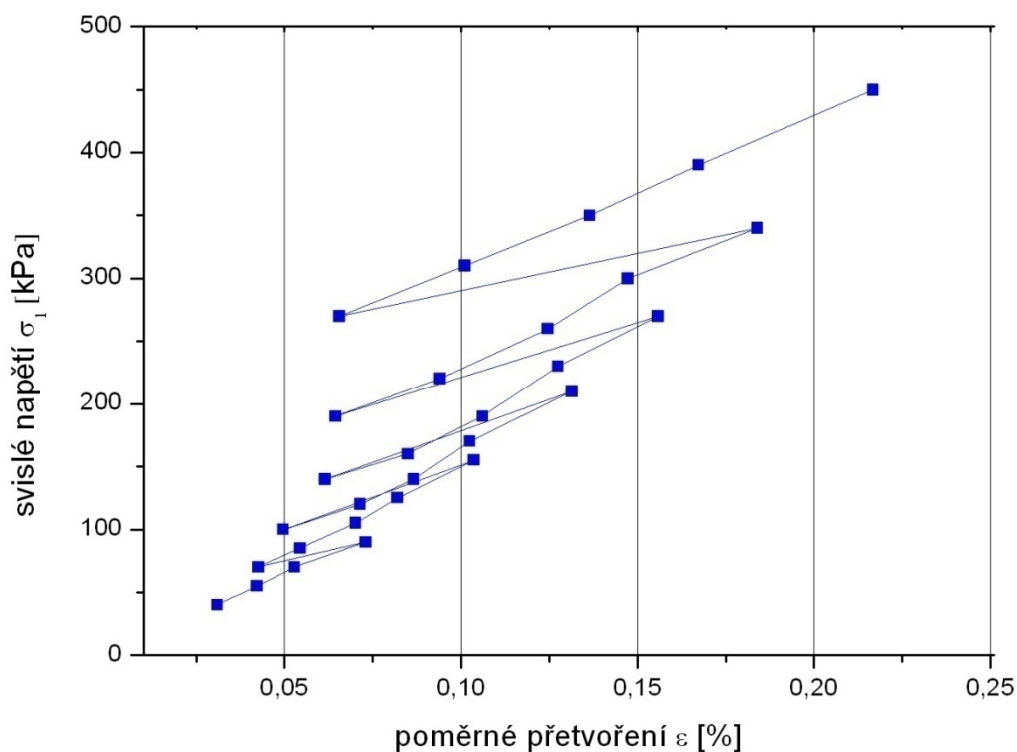
Obrázek 31: Vzorek CH091A a CH091B po zkoušce

Na obrázku 31 a 32 jsou snímky vzorků CH091A a CH091B po provedení triaxiální zkoušky. U těchto dvou vzorků bylo po zkoušce pozorováno radiální přetvoření okolo 3 mm.

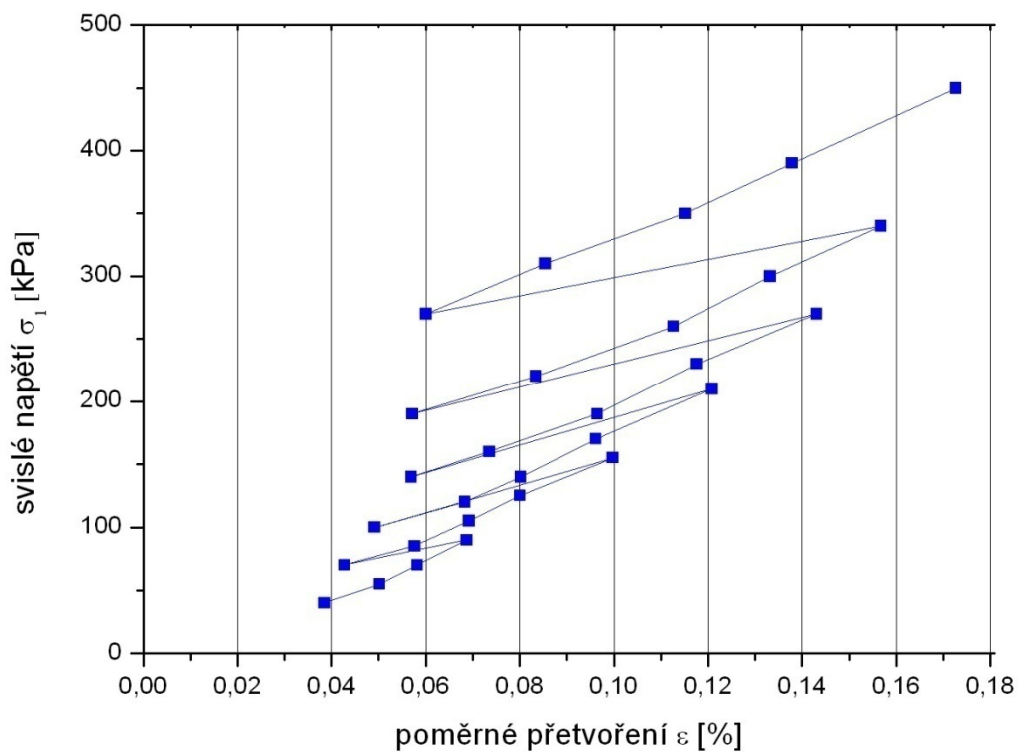


Obrázek 32: Radiální rozšíření vzorku CH091A

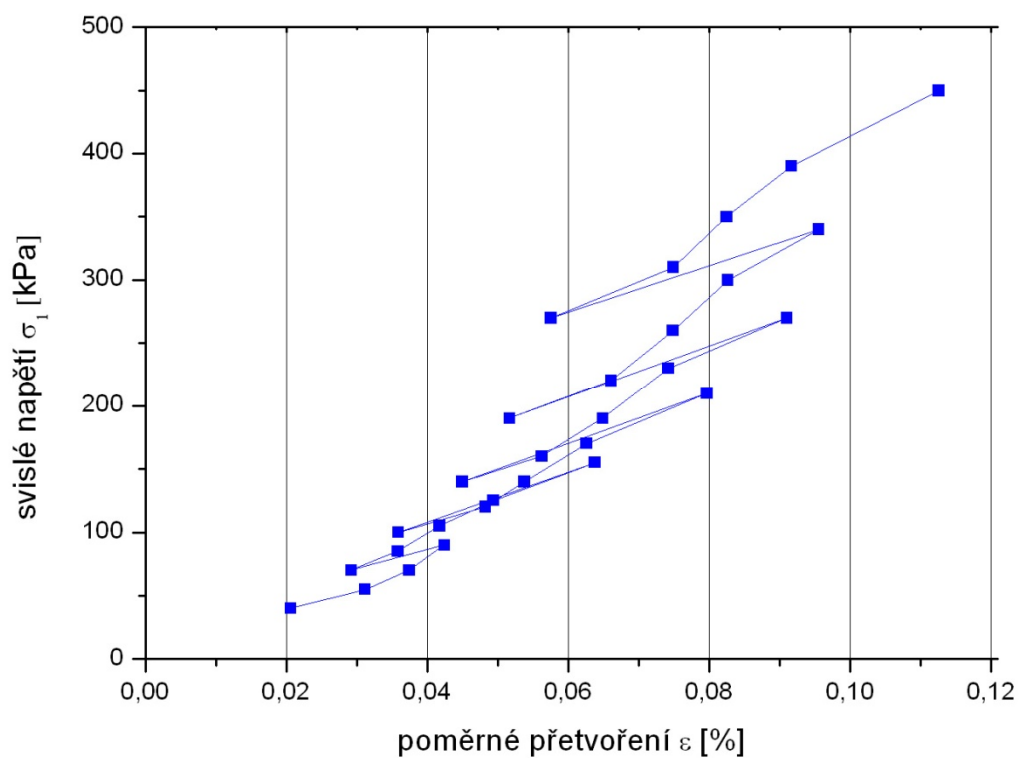
Výstupem RLT zkoušky s ohledem na deformační chování materiálu jsou pracovní diagramy (závislost poměrného přetvoření na svislém napětí) uvedené na Obrázku 33 – 37.



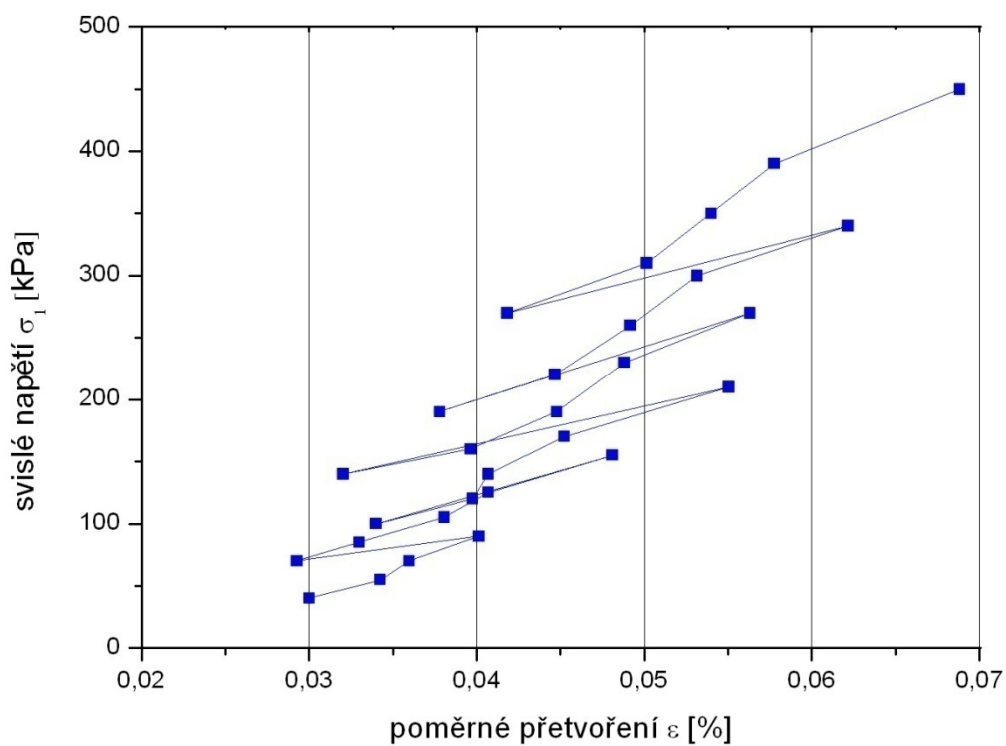
Obrázek 33: Pracovní diagram - CH091A



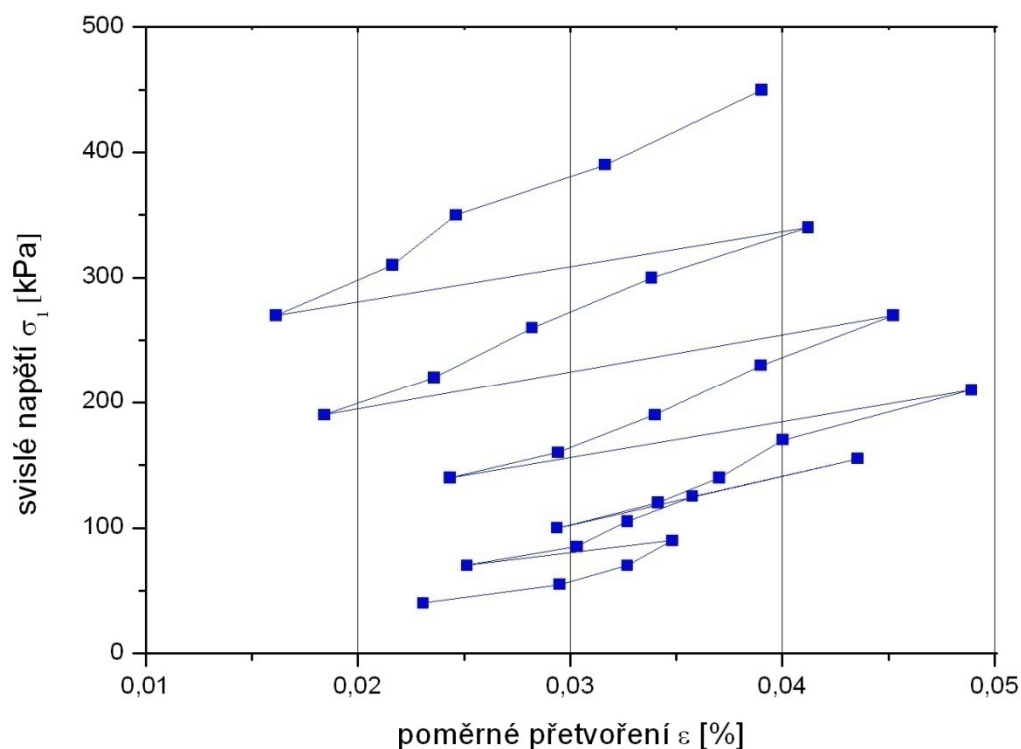
Obrázek 34: Pracovní diagram - CH091B



Obrázek 35: Pracovní diagram - CH092A



Obrázek 36: Pracovní diagram - CH092B



Obrázek 37: Pracovní diagram - CH093

Pracovní diagramy dávají informace o přetvoření vzorku při různé síle zatěžování. Z naměřených hodnot vyplývá, že poměrné přetvoření nabývá největších hodnot u vzorků testovaných při optimální vlhkosti a postupně klesá s úbytkem vlhkosti ve vzorku. Zřejmý je také vliv nasycení kameniva na deformaci vzorku, kdy s větším stupněm nasycení kameniva se poměrné přetvoření zmenšuje. Největší vliv stupně nasycení byl pozorován u vzorků testovaných 24 hodin po jejich přípravě. U vzorku, který byl ponechán ve vzduchotěsném obalu po dobu 24 hodin, byly stanoveny hodnoty poměrného přetvoření téměř o polovinu menší, než u vzorku, který byl zhotoven lisováním za jednu hodinu po přidání požadovaného množství vody pro jeho optimální navlhčení.

Poměrné přetvoření narůstá také se zvyšujícím se svislým napětím. U vzorku CH093 však bylo pozorováno odlišné chování. Při aplikovaných vyšších svislých napětí se poměrné přetvoření testovaného vzorku zmenšovalo.

4.3 Vliv modulu pružnosti nestmeleného kameniva na pevnost betonu

Stanovení modulu pružnosti jednotlivých vzorků bylo provedeno postupem popsáním v předchozí kapitole. Při kondicionování byly opět použity takové dráhy napětí, při kterých došlo po 10 000 cyklech zatěžování při maximálním svislém napětí k ustálení deformací. Aplikovaná napětí při kondicionování vzorků jsou uvedena v Tabulce 11.

Tabulka 11: Nastavení tlaků při kondicionování vzorků

Č. vzorku	Komorový tlak [kPa]	Deviátor napětí [kPa]	Svislé napětí [kPa]
1	50	100	150
2	50	100	150
3	50	100	150
4	20	50	70
5	20	50	70
6	20	50	70

Modul pružnosti byl zaznamenáván pro 29 drah napětí. Za účelem stanovení závislosti modulu pružnosti nestmeleného kameniva na pevnost betonu byly vybrány maximální a minimální hodnoty modulu pružnosti jednotlivých vzorků. Stanoven byl také průměrný modul pružnosti. Maximální hodnoty modulu pružnosti byly dosaženy při 25. dráze napětí s výjimkou vzorku č. 6, který se při aplikování 24. dráhy napětí po 60. cyklu zatěžování rozpadnul vlivem chybějících frakcí kameniva 4 – 16. Nejmenší hodnoty modulu pružnosti byly dosaženy při aplikování první nebo druhé napět'ové dráhy. Vzorky č. 4 a č. 5, u kterých chyběla frakce kameniva 8 – 16, dosáhly minimální hodnoty modulu pružnosti při aplikování 9. napět'ové dráhy. Hodnoty stanovených modulů pružnosti jsou uvedeny v Tabulce 12.

Tabulka 12: Stanovené hodnoty modulů pružností

Č. vzorku	$E_r \text{ min}$ [MPa]	$E_r \text{ průměr}$ [MPa]	$E_r \text{ max}$ [MPa]
1	244,23	349,13	470,23
2	256,89	481,01	704,86
3	255,06	399,94	574,06
4	294,17	395,68	567,63
5	316,15	391,3	468,44
6	132,73	261,23	395,58

Stanovení pevnosti v tlaku za ohybu a v prostém tlaku byly prováděny na 3 vzorcích pro každou zrnitost kameniva. Z jednotlivých měření byly stanovené průměrné 7 a 28 denní pevnosti (Tabulka 13). Pevnost v tahu za ohybu se vypočte dle vztahu 32.

$$\sigma_{po} = \frac{3Fl}{2bh^2} \quad (32)$$

kde,

σ_{po} = pevnost v tahu za ohybu [MPa],

F = maximální působící síla [N],

l = vzdálenosti podpěr [mm],

b = šířka průřezu zkoušeného vzorku [mm], a

h = výška průřezu zkoušeného vzorku [mm].

Pevnost v prostém tlaku se vypočte dle vzorce 33:

$$\sigma_{pt} = \frac{F}{S} \quad (33)$$

kde,

σ_{pt} = pevnost v prostém tlaku [MPa],

F = maximální působící síla [N], a

S = tlačená plocha vzorku [mm].

Tabulka 13: Naměřené pevnosti betonových vzorků

Č. vzorku	σ_{po7}	σ_{po28}	σ_{pt7}	σ_{pt28}
1	4,32	5,12	37,83	41,32
2	5,08	5,58	36,95	40,72
3	5,45	5,82	43,13	47,13
4	5,71	6,46	48,40	58,06
5	4,73	5,13	37,15	41,91
6	6,09	6,50	51,14	60,10

Výsledky naměřených hodnot modulu pružnosti nestmeleného kameniva jednotlivých vzorků byly vyneseny do grafu v závislosti na pevnostech betonu. Bylo zjištěno, že modul pružnosti nestmeleného kameniva je v extrémních případech nepřímo úměrný pevnosti v prostém tlaku betonu. Extrémními případy je myšleno, že pro maximální modul pružnosti nestmeleného kameniva (vzorek č. 2, $E_r \max = 704,86$ MPa, $E_r \text{průměr} = 481,01$ MPa) je odpovídající hodnota 7 a 28 denní pevnosti betonu v prostém tlaku minimální ($\sigma_{pt7} = 36,95$ MPa, $\sigma_{pt28} = 40,72$ MPa). Pro minimální stanovenou hodnotu modulu pružnosti nestmeleného kameniva (vzorek č. 6, $E_r \max = 395,58$ MPa, $E_r \text{průměr} = 261,23$ MPa) je odpovídající hodnota 7 a 28 denní pevnosti betonu v prostém tlaku maximální ($\sigma_{pt7} = 51,14$ MPa, $\sigma_{pt28} = 60,10$ MPa). Podobně to platí i pro pevnosti v tlaku za ohybu. Minimální modul pružnosti nestmeleného kameniva byl stanoven u vzorku č. 6 s maximální hodnotou 7 a 28 denní pevnosti v tlaku za ohybu. U maximální hodnoty modulu pružnosti tomu již tak nebylo. Závislost modulu pružnosti nestmeleného kameniva na pevnost betonu ovlivňuje mnoho faktorů, mezi kterými jsou nejvýznamnější homogenita připravených vzorků a distribuce velikosti částic kameniva, přičemž každá frakce ovlivňuje svým procentuálním zastoupením modul pružnosti nestmeleného kameniva a pevnosti betonu jiným způsobem. Pomocí programu Statistica 8 byl proto v následující kapitole vyhodnocen vliv zastoupení jednotlivých frakcí kameniva na hodnoty modulu pružnosti nestmeleného kameniva a na pevnost betonu.

Mezi zbylými výsledky již závislost nalezena nebyla. Z uvedených extrémních výsledků lze však podle složení směsi usoudit, že největší vliv na velikost modulu pružnosti nestmeleného kameniva má podíl kameniva o frakci 8 – 16, který po zhutnění tvoří základní

skelet, který přenáší největší působící napětí. Nejmenší hodnota modulu pružnosti byla naměřena u vzorků s chybějícím podílem frakce 4 – 16. Vysoké působící axiální napětí (25 dráha napětí) způsobilo nevratné porušení vzorku.

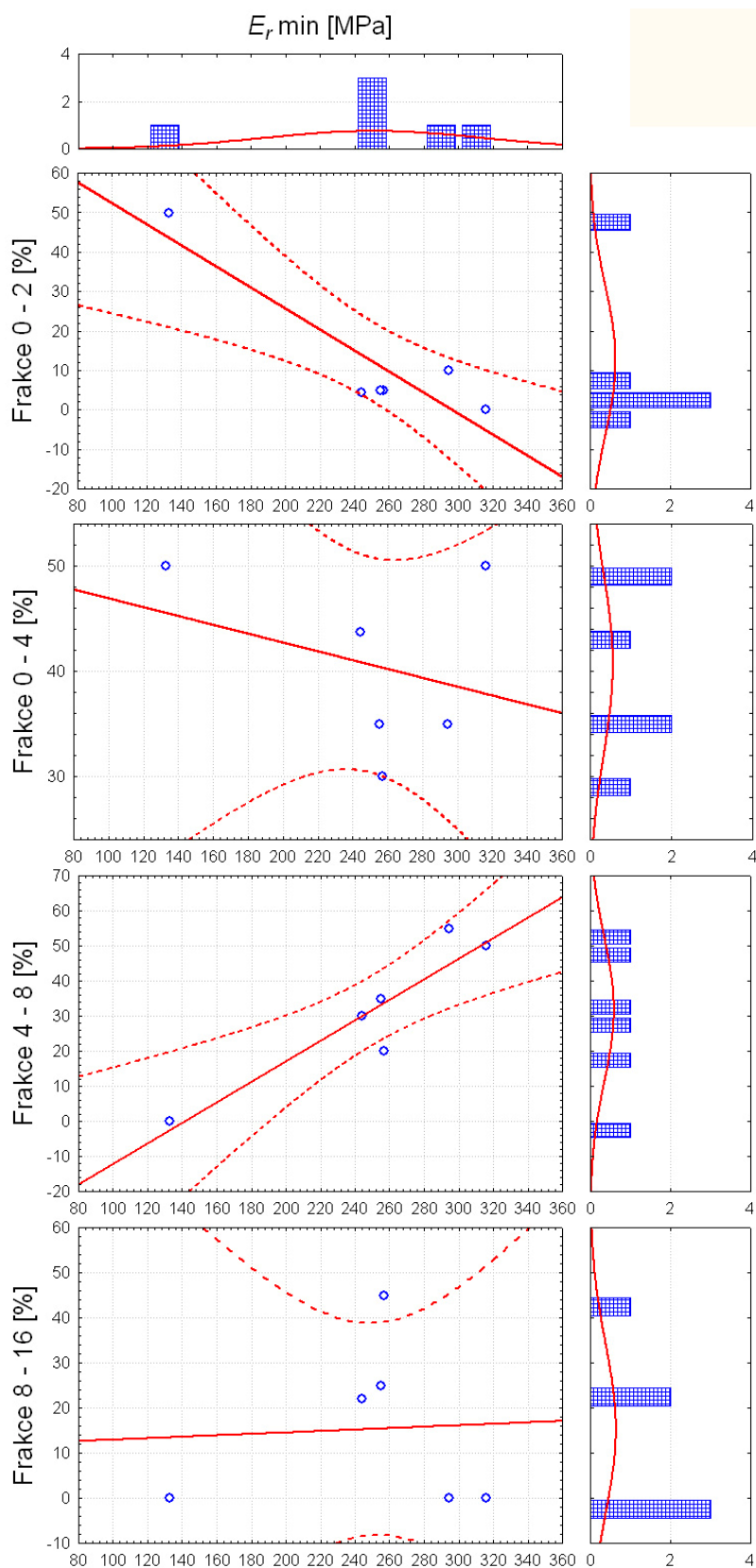
U betonových trámů dosahoval největších pevností vzorek s nejjemnější frakcí kameniva. Cement při hydrataci a následujícím tvrdnutí vytváří CSH gel, který tvoří jehličkovité krystaly, které při krystalizaci homogenně prorůstají jemnými částicemi kameniva a vytváří velice kompaktní celek s nejmenším obsahem pórů. Při zkoušení pevnosti je potom působící napětí rozmístěno po celém vzorku velmi rovnoměrně a nedochází k lokálnímu namáhání částic kameniva a tím k porušení betonového trámce. Lomové plochy betonových trámů jsou zobrazeny na obrázku 38.



Obrázek 38: Lomové plochy betonových trámů (vzorek č. 2 a vzorek č. 6)

4.3.1 Vliv zrnitosti na modul pružnosti nestmeleného kameniva

Výsledky RLT zkoušky naznačily, že modul pružnosti nestmeleného kameniva se zvětšuje, s větší zrnitostí kameniva. Bylo však pozorováno, že modul pružnosti netmeleného kameniva o maximální frakci 0 – 4 dosahuje větších hodnot, než modul pružnosti kameniva s frakcí 8 – 16. Pro posouzení vlivu jednotlivých frakcí kameniva na modul pružnosti nestmeleného vzorku byly proto pro všechny hodnoty modulů pružnosti vyneseny grafy v závislosti na obsahu jednotlivých frakcí kameniva ve vzorku (Obrázek 39 a 40). Obrázek 39 znázorňuje závislosti minimálních hodnot modulu pružnosti a jednotlivých frakcí kameniva.



Obrázek 39: Závislosti minimálních hodnot modulu pružnosti a jednotlivých frakcích kameniva

Mezi jednotlivými závislostmi byly stanoveny korelační koeficienty uvedené v Tabulce 14.

Tabulka 14: Korelační koeficienty závislosti minimálních modulů pružnosti a zrnitosti kameniva

E_r min [MPa]	
-0,9052	0 – 2 [%]
-0,3136	0 – 4 [%]
0,9214	4 – 8 [%]
0,0545	8 – 16 [%]

Hodnota korelačních koeficientů vypovídá o lineárních závislostech jednotlivých veličin. Závislost dané veličiny můžeme považovat za lineární, pokud se hodnota korelačního koeficientů blíží absolutní hodnotě čísla 1.

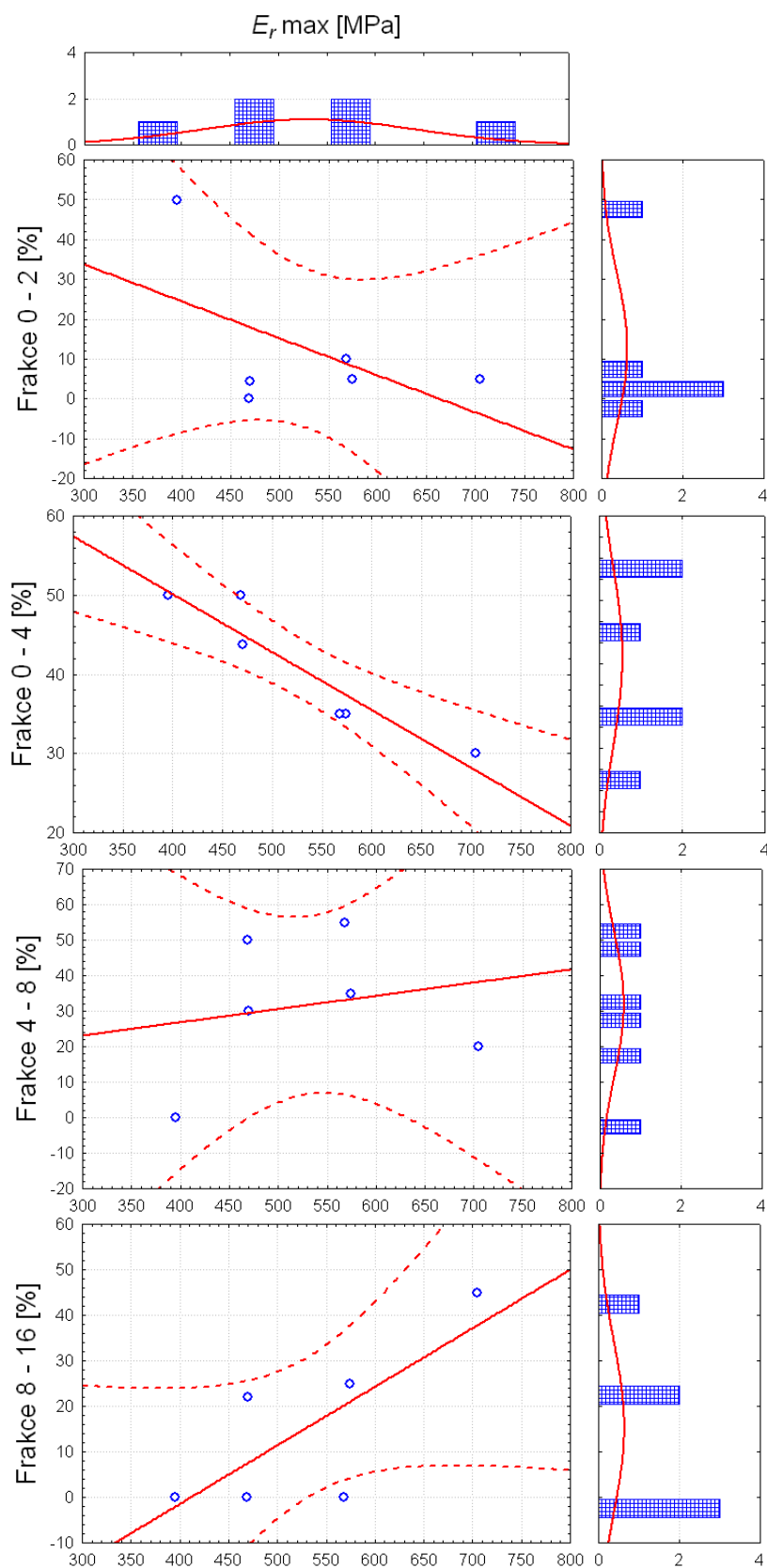
Ze stanovených hodnot vyplývá, že se minimální hodnota modulu pružnosti nestmeleného kameniva bude zvyšovat se zmenšujícím se podílem kameniva o frakci 0 – 2. Hodnota korelačního koeficientu této závislosti byla stanovena na -0,9052. Lineární závislost byla také pozorována mezi minimální hodnotou modulu pružnosti a kamenivem o frakci 4 – 8. Zde se naopak minimální hodnoty modulu pružnosti se zvyšujícím se podílem frakce 0 – 4 také zvyšují s korelačním koeficientem 0,9214.

Dále byla posuzována závislost maximální hodnoty modulu pružnosti a jednotlivých frakcí kameniva. Korelační koeficienty těchto závislosti jsou uvedeny v Tabulce 15.

Tabulka 15: Korelační koeficienty závislosti maximálních modulů pružnosti a zrnitosti kameniva

E_r max [MPa]	
-0,5415	0 – 2 [%]
-0,9367	0 – 4 [%]
0,2014	4 – 8 [%]
0,7556	8 – 16 [%]

Na obrázku 40 je zobrazena závislost maximálních modulů pružnosti na obsahu jednotlivých frakcí kameniva.



Obrázek 40: Graf závislosti maximálních modulů pružnosti na jednotlivých frakcích kameniva

Maximální hodnoty modulu pružnosti lineárně závisí na podílu šterkopískového kameniva o frakci 0 – 4. Korelační koeficient $-0,9367$ vypovídá o tom, že čím větší je podíl frakce 0 – 4 ve zkoušeném vzorku, tím menší bude maximální hodnota modulu pružnosti. Největší rozdíl mezi minimálním a maximálním modulem pružnosti nestmeleného kameniva můžeme pozorovat v závislosti na podílu kameniva 8 – 16. U maximálního modulu pružnosti lze vypočítávat vzrůstající modul pružnosti se zvyšujícím se podílem největší frakce kameniva. Závislost není lineární, ale nasvědčuje tomu, že při vysokých aplikovaných napětích má rozhodující vliv na maximální dosažitelný modul pružnosti právě podíl kameniva s největší zrnitostí.

4.3.2 Vliv zrnitosti plniva na pevnost betonu

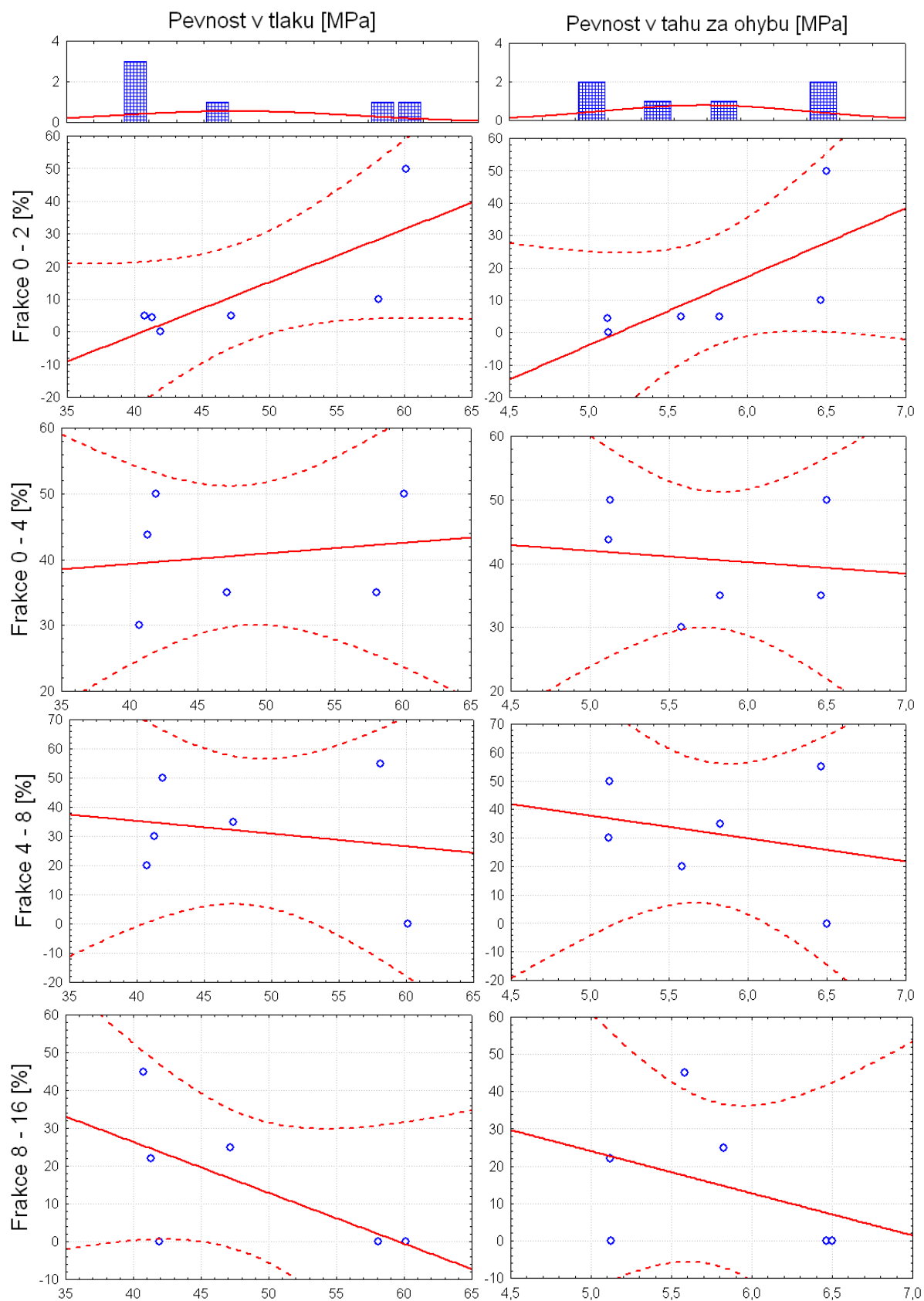
Vhodná zrnitost kameniva je, stejně jako u modulu pružnosti nestmeleného kameniva při cyklickém zatěžování, důležitá pro dosažení maximálních pevností betonů. V předešlé kapitole bylo popsáno, které frakce mají lineární vliv na růst maximální a minimální hodnoty modulu pružnosti nestmeleného kameniva. Protože nebyla zjištěna závislost mezi pevností betonu a modulem pružnosti plniva (nestmeleného kameniva), byl posuzován, stejně jako v předchozí kapitole, vliv podílu jednotlivých frakcí kameniva na pevnost betonu. Cílem bylo zjistit, zda stejné frakce kameniva ovlivňují modul pružnosti nestmeleného kameniva a pevnost betonu podobným způsobem.

Pevnosti betonu v tahu za ohybu a pevnosti v prostém tlaku byly vyneseny v závislosti na podílu jednotlivých frakcí kameniva. Stanovené korelační koeficienty těchto závislostí jsou uvedeny v Tabulce 16.

Tabulka 16: Korelační koeficienty závislosti pevnosti betonu na podílu jednotlivých frakcí kameniva

Frakce [mm]	σ_{po7}	σ_{po28}	σ_{pt7}	σ_{pt28}
0 – 2	0,7806	0,7586	0,7259	0,6961
0 – 4	0,1472	0,1652	-0,0618	-0,1296
4 – 8	-0,2554	-0,1889	-0,3206	-0,2456
8 – 16	-0,5762	-0,6345	-0,3547	-0,3750

Grafy závislosti 28 denních pevností betonu na podílu frakcí plniva jsou zobrazeny na Obrázku 41.



Obrázek 41: Závislost 28 denních pevností betonu na jednotlivých frakcích plniva

Uvedené korelační koeficienty a grafy poukazují na to, že největší vliv na pevnost betonu má svým podílem frakce kameniva 0 – 2. Větší podíl frakce kameniva 0 – 2 má za následek zvětšující se pevnost v tahu za ohybu i pevnost v prostém tlaku betonu. Závislost není zcela lineární s korelačním koeficientem 0,7586 pro pevnost v tahu za ohybu a 0,6961 pro pevnost v prostém tahu.

Každá frakce kameniva má samozřejmě vliv na výsledné pevnosti betonu, ale na rozdíl od RLT zkoušky nestmeleného kameniva a jeho modulu pružnosti, ovlivňuje výsledné pevnosti betonu mnohem více na sobě závislých veličin. Mimo obsah plniva (kameniva testovaného RLT zkouškou) je to také obsah cementu, vodní součinitel a množství plastifikátoru. Závislost podílu frakce jednotlivého kameniva tedy u betonových trámů není, na rozdíl závislosti modulu pružnosti nestmeleného kameniva, určena pouze samotným plnivem. Proto korelační koeficienty nedosahují hodnot blízkých se lineární závislosti.

5 ZÁVĚR

5.1 Triaxiální zkouška nestmeleného kameniva CH09

Tato kapitola se zabývala triaxiální zkouškou nestmeleného kameniva odebraného z lomu v obci Chornice v roce 2009. K provedení zkoušky bylo připraveno 5 vzorků za optimální vlhkosti a maximálního zhutnění. U jednotlivých vzorků byl stanoven modul pružnosti a poměrné přetvoření. V závislosti na různém stupni nasycení a vlhkosti vzorky při zkoušce byly jednotlivé výsledky porovnány. Bylo zjištěno, že modul pružnosti se zvyšuje se vyšším stupněm nasycení. Nejvyšší hodnoty modulu jsou tedy dosaženy při maximálním nasycení kameniva. Dále, modul pružnosti narůstá také se snižující se vlhkostí vzorku, tedy s časem od zhutnění vzorku do provedení triaxiální zkoušky. Shrnutí výsledku stanovení modulů pružnosti zhutněných nestmelených směsí kameniva je uvedeno v Tabulce 17.

Tabulka 17: Výsledné modulu pružnosti zkoušených vzorků

Označení vzorku	CH091A	CH091B	CH092A	CH092B	CH093
Modul pružnosti [MPa]	128 - 425	116 - 451	192 - 495	177 - 688	202 - 1722

Stanovené hodnoty modulů pružností jasně vypovídají o tom, že velikosti modulu pružnosti je ovlivněna především dobou, která uplyne od zhutnění nestmelené směsi k samotnému zkoušení. Modul pružnosti výrazně roste, jestliže se voda ze zhutněného kameniva postupně odpařuje. To potvrzuje vzrůst maximální hodnoty modulu pružnosti, který je při zkoušce po 48 hodinách od doby zhutnění vzorků více než třináásobný.

Vhodnost kameniva pro použití jako podložní vrstvy vozovek byla posouzená podle Českých technických podmínek TP 170, které navrhuje hodnoty modulů pružnosti E_r pro šterkodrtě 400 MPa a pro nejkvalitnější, nestmelenou podkladní vrstvu MZK – mechanicky zpevněné kamenivo 600 MPa. Tyto hodnoty modulu pružnosti byly dosaženy při zkoušení vzorků po 24 a 48 hodinách od jejich přípravy. Kamenivo z lomu v obci Chornice lze tedy považovat za vhodné k použití jako podložní vrstva pozemních komunikací.

Dalším faktorem ovlivňujícím vhodnost kameniva pro jeho použití je jeho deformační chování při zatěžování. Z naměřených výsledků vyšlo najevo, že k největšímu nárůstu trvalých deformací dochází při největších poměrech deviatorického napětí a komorového tlaku. Se snižujícím se poměrem trvalé deformace narůstají už jen velmi pomalu, až se nakonec ustálí. Nejmenší poměrná přetvoření dosahovaly opět vzorky, které byly zkoušeny po 24 a 48 hodinách po jejich zhutnění.

5.2 Vliv modulu pružnosti nestmeleného kameniva na pevnost betonu

Druhá část experimentální práce se zabývala stanovením vlivu modulu pružnosti nestmeleného kameniva na pevnost betonu. K posouzení tohoto vlivu bylo pro triaxiální zkoušku připraveno 6 vzorků o různé distribuci jednotlivých frakcí kameniva. Distribuce velikosti částic těchto vzorků byla použita i u kameniva (plnivo) pro přípravu betonových trámů. Byl stanoven modul pružnosti vzorků 1 – 6 a odpovídající pevnost v tahu za ohybu a pevnost v prostém tlaku příslušných stejně označených betonových trámů.

Z naměřených hodnot modulu pružnosti nestmeleného kameniva a pevnosti betonu bylo zjištěno, že maximálním hodnotám modulu pružnosti odpovídají minimální hodnoty 7 a 28 denních pevnosti v prostém tlaku. Maximální hodnoty těchto pevnosti byly dosaženy u vzorků, u kterých byl stanoven minimální modul pružnosti. U pevnosti v tahu za ohybu tomu bylo podobně. Nepřímá úměrnost mezi modulem pružnosti nestmeleného kameniva a pevnosti betonu v prostém byla zjištěna pouze u těchto extrémních případů, proto byl dále posuzován vliv jednotlivých frakcí kameniva na hodnoty modulu pružnosti v triaxiálním namáhání a pevnosti betonu.

Pomocí programu Statistic 8 byly vyneseny závislosti podílu jednotlivých frakcí kameniva na hodnotách modulů pružnosti nestmeleného kameniva a na 7 a 28 denních pevnostech betonových trámů v tahu za ohybu a v prostém tlaku.

Modul pružnosti jednotlivých vzorků byl stanoven jako rozsah minimální a maximální hodnoty modulu pružnosti. Minimální hodnotu modulu pružnosti lineárně ovlivňuje podíl kameniva o frakci 0 – 2 a 4 – 8. Minimální hodnota modulu pružnosti se lineárně zmenšuje se zvyšujícím se podílem frakce 0 – 2. Naopak se zvyšujícím se podílem frakce kameniva 4 – 8 hodnota minimálního modulu pružnosti lineárně stoupá. Maximální dosažené hodnoty modulu pružnosti nestmeleného kameniva jsou v lineárním vztahu s podílem kameniva o frakci 0 – 4. Čím větší je podíl kameniva o frakci 0 – 4 v nestmeleném vzorku, tím menší je maximální hodnota modulu pružnosti.

Podíl jednotlivých frakcí kameniva u betonových trámů nebyl přímo úměrný dosaženým pevnostem. Maximální hodnoty korelačních koeficientů se pohybovaly mezi 0,7 a 0,8. Tyto korelační koeficienty byly ve všech případech nalezeny u závislosti pevnosti v prostém tlaku a pevnosti v tahu za ohybu na podílu kameniva o frakci 0 – 2. Největší vliv na hodnotu pevnosti betonu má tedy podíl kameniva o nejmenší frakci.

6 SEZNAM POUŽITÝCH ZDROJŮ

- [1] ARNOLD, Gregory Keneth. *Rutting of granular pavements*. 2004. xxiv, 417 s. Vedoucí dizertační práce Andrew Dawson.
- [2] ARNOLD, Gregory Keneth, et al. Design of granular pavements. In *Transportation research record: Journal of the transportation research board*. Volume 1819B. Transportation Research Board of the National Academies, 2003. s. 194-200. ISSN 0361 - 1981.
- [3] LEKARP, F., DAWSON, A. Modelling permanent deformation behaviour of unbound granular materials . In *Construction and building materials*. 12th edition. Great Britain : Elsevier Science Ltd, 1998. s. 9-18. ISBN 0950-0618 98.
- [4] KANCHERLA, Anuroopa. *Resilient modulus and permanent deformation testing of unbound granular materials*. 2004. 147 s. Osmania University, India. Vedoucí dizertační práce Amy Epps Martin.
- [5] LEITNEROVÁ, Hana. *Funkční zkoušení zemin a materiálů pro pozemní komunikace*. VUT FAST Brno, 2005. 87 s. Vedoucí diplomové práce Ing. Dušan Stehlík, Ph.D.
- [6] HANI, H. Titi, MOHAMMED, B. Elias, SAM, Helwany. Highway research project : Determination if typical resilient modulus values for selected soils in Wisconsin. Milwaukee: University of Wisconsin, 2006. 161 s.
- [7] BARKSDALE, D. Richard, ALBA, Jorge. *Laboratory determination of resilient modulus for flexible pavement design*. Transportaion research board, 1997. 464 s. ISBN 10: NCH014.
- [8] WERKMEISTER, Sabina. *Permanent deformation behaviour of unbound granular materials in pavement construction*. 2003. 102 s. Technischen Universitat Dresden. Vedoucí dizertační práce Frohmut Wellner.
- [9] ABDUL, Alim, KIICHI, Suzuki, KAZUYOSHI, Iwashita. Effect of confining pressure on the strength behaviour of granular material simulated by the discrete element method. In MARTIN, Culshaw, et al. *IAEG 2006 : Engineering geology for tomorrow's cities*. 10th congress. Nottingham, 2006. Theme 7. Paper 372.
- [10] T. VUONG, Binh. Modelling od response and deformation of granular pavements materials. In *ARRB Group Ltd : Road and transport research*. 2008. Paper 1.
- [11] STEHLÍK, Dušan. Využití recyklovaného kameniva do konstrukce vozovek pozemních komunikací. In *Recycling 2007 : Možnosti a perspektivy recyklace stavebních odpadů jako zdroje plnohodnotných surovin*. [s.l.] : VUT v Brně, 2007. s. 16-21. ISBN 978 - 80 -214.
- [12] S. JOSEPH, Antony. *Granular materials : Fundamentals and applications*. [s.l.] : The Royal Society of Chemistry, 2004. 357 s. ISBN 978-0-85404-586-0.
- [13] Výroční zpráva EUROVIA CS a.s. Praha (CZ): Eurovia, 2004.

- [14] *Příručka technologa : Beton*. 2. aktualiz. vyd. [s.l.] : Českomoravský beton a.s., Českomoravský cement a.s., Českomoravské šterkovny a.s., 2005. 200 s.
- [15] TAYLOR, H. F. W. *Cement chemistry*. Telford, 1997. 480 s. 2. ISBN 0727725920.
- [16] COLLEPARDI, Mario: *The new concrete*, Grafiche Tintoretto, 2006. 421 s. ISBN 88-901469-4-X
- [17] PIRATOS, N. *Superplasticizers for concrete : fundamentals, technology and practice*. Supplementary cementing materials for sustainable development, 2003. 322 s. ISBN 0-9731507-1-8.
- [18] AİTCIN, Pierre-Claude. *Vysokohodnotný beton*. 2005. 320 s. ISBN 80-86769-39-9.
- [19] NEL QUIROGA, Pedro, W. FOWLER, David. *The effect of aggregate characteristics on the performance of portland cement concrete*. [s.l.] : [s.n.], 2004. 382 s. Final report.